

ESTIMATIVA DA CAPACIDADE DE PAINÉIS DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO PARA SOLICITAÇÕES FORA DO SEU PLANO

FÁBIO EMANUEL BARBOSA LEITÃO

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Catedrático Humberto Salazar Amorim Varum

Coorientador: Professor Doutor António José Coelho Dias Arêde

SETEMBRO DE 2015

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2014/2015

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2014/2015 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2015*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

O primeiro dever da inteligência é desconfiar dela mesma.

ALBERT EINSTEIN

AGRADECIMENTOS

A realização desta dissertação teria sido impossível sem o apoio de várias pessoas, contudo vou destacar algumas destas e a quem quero deixar o meu mais profundo agradecimento.

O meu primeiro agradecimento é direccionado ao Professor Humberto Varum, orientador deste trabalho, por toda a sua disponibilidade, atenção, flexibilidade, transmissão de conhecimentos e amizade ao longo de todo o processo. Sempre reforçou a importância e interesse deste tema de dissertação, incentivando-me mesmo nos momentos mais difíceis. Sem dúvida o fator principal para que esta dissertação fosse possível.

Ao Professor António Ârede e Professor Hugo Rodrigues pelas suas disponibilidades, amizade e por todos os conhecimentos transmitidos sobre aos painéis de alvenaria, facultando documentações e tempo para análise de outras.

Ao Engenheiro João Mário, pelo seu apoio, paciência, disponibilidade e ajuda em alguns estudos numéricos, e ainda na estruturação do relatório da dissertação.

Aos meus amigos e colegas de curso, destacando o José Costa, Carlos Gonçalves e Filipe Matos por estarem sempre presentes nesta longa jornada.

À minha namorada, Carina Cunha, agradeço do fundo do coração toda a compreensão, amizade, inspiração e força durante a elaboração deste estudo, nunca deixando que eu desanimasse.

Por fim, aos meus pais e irmãos, pelo apoio, dedicação, compreensão e por fazerem de mim a pessoa que sou hoje, não existindo palavras para descrever o quanto estou agradecido.

Obrigado.

RESUMO

A dissertação visa a discussão e aplicação de novos métodos que permitam analisar o comportamento das paredes de alvenaria de enchimento para ações fora do plano. Atualmente estas são classificadas segundo vários regulamentos – e em particular o Eurocódigo 8 – como elementos não-estruturais, contudo alguns danos observados consequentes de sismos põem em causa a sua contribuição ao nível da resposta de um edifício.

As incertezas estruturais das paredes de alvenaria contribuem para a realização de diversos estudos devido à excessiva construção de edifícios em betão armado, tendo em conta que estes foram projetados assumindo que as paredes de alvenaria apenas influenciavam na quantificação de cargas permanentes. Na Europa têm-se observado cada vez mais danos elevados provenientes de sismos, e devido à limitada relevância atribuída às paredes de alvenaria de enchimento põe em causa a segurança pública. Em Portugal existem edifícios com mais de 100 anos cujos regulamentos e métodos construtivos diferem ou não atendem a fatores de resistência sísmica, colocando em dúvida a qualidade de construção.

É apresentado um estudo numérico que visa a compreensão do comportamento de painéis de alvenaria com diferentes proporções geométricas ou tipologias de confinamento. Neste estudo são utilizadas as características e aos danos usualmente mais observados nesta tipologia de edifícios com o intuito de construir uma ferramenta de cálculo que permite quantificar a capacidade de carga resistente de um painel de alvenaria de enchimento para solicitações fora do seu plano.

Deste modo, foram aplicadas diferentes fórmulas simplificadas consequentes do método das linhas de rotura. Os parâmetros utilizados nessas formulações foram analisados de modo a verificar se os resultados apresentam valores satisfatórios face aos pressupostos assumidos no estudo.

PALAVRAS-CHAVE: AÇÕES FORA DO PLANO, CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DAS PAREDES DE ALVENARIA, TEORIA DAS LINHAS DE ROTURA, RESISTÊNCIA DAS PAREDES DE ALVENARIA.

ABSTRACT

The dissertation aims to the discussion and application of new methods to analyse the behaviour of infill masonry walls to out-of-plane demands. Currently these elements are considered by various regulations - and in particular the Eurocode 8 - as non-structural elements, however damages observed after recent earthquakes confirms an important contribution to the building response.

The structural uncertainties of masonry walls alerts the importance of realization of many studies due to excessive construction of reinforced concrete buildings, considering that these are often designed only assuming the contribution of the walls on the quantification of permanent loads. In Europe it has been observed important damages from earthquakes undermines public safety because of the limited relevance attributed to infill masonry walls. In Portugal there are still buildings with more than 100 years whose regulations and construction methods differ or/and do not meet the seismic safety factors, raising doubts about the quality of the construction.

A numerical study aimed at understanding the behaviour of masonry panels with different geometric proportions or boundary conditions is presented. In this study, it is used the most usual characteristics and damages observed in this type of buildings in order to develop a numerical tool that quantifies the strength capacity of masonry infill walls for out-of-plane demands.

Thus, different simplified formulas were applied obtained from the Yield Line Theory. The parameters used in these formulations were analysed in order to verify assess the quality of the results given the different assumptions adopted in the study.

KEYWORDS: OUT OF PLANE DEMAND, MECHANICAL CHARACTERIZATION OF INFILL MASONRY WALLS, YIELD LINE THEORY, STRENGTH OF INFILL WALLS.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO.....	III
ABSTRACT.....	V
 1. INTRODUÇÃO	 1
1.1. MOTIVAÇÃO	1
1.2. OBJETIVO.....	1
1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	2
 2. ESTADO DE ARTE	 3
2.1. PAINÉIS DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO	3
2.1.1. DEFINIÇÃO	3
2.1.2. EVOLUÇÃO DOS PAINÉIS DE ALVENARIA EM PORTUGAL.....	4
2.1.3. CARACTERÍSTICAS DOS PAINÉIS DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO.....	5
2.1.4. ARGAMASSAS	7
2.2. RISCO E DANOS DECORRENTES DOS SISMOS.....	7
2.2.1. RISCO SÍSMICO EM PORTUGAL	7
2.2.1. SISMOS NA EUROPA E DANOS PROVOCADOS	8
2.2.2. SISMO DE ÁQUILA.....	8
2.2.3. SISMO DE LORCA	11
2.2.4. SISMO DE BOLONHA	14
2.3. AÇÃO FORA DO PLANO E ALGUMAS FÓRMULAS SIMPLIFICADAS	15
2.4. CONCEITOS SOBRE O MÉTODO DAS LINHAS DE ROTURA	20
2.4.1. LINHA DE ROTURA.....	21
2.4.2. PADRÕES DE LINHAS DE ROTURA	23
2.4.3. DISTRIBUIÇÃO DE ARMADURA	23
2.4.3.1. LAJES ISOTRÓPICAS.....	23
2.4.3.2. LAJES ORTOTRÓPICAS E TRANSFORMAÇÕES	23

2.4.4. REGRAS PARA A DETERMINAÇÃO DE PADRÕES DE ROTURA.....	23
2.4.5. SIMPLIFICAÇÕES GERAIS A APLICAR NO MÉTODO DE TRABALHO.....	25
2.4.6. MÉTODO DE TRABALHO	26
2.4.6.1. QUANTIFICAÇÃO DA ENERGIA CONSUMIDA	27
2.4.6.2. QUANTIFICAÇÃO DA ENERGIA DISSIPADA	28
2.4.6.3. EQUILÍBRIO DAS ENERGIAS.....	30
2.5. FÓRMULAS A APLICAR NO CÁLCULO EXPERIMENTAL	32
2.5.1. NOMENCLATURAS GERAIS PARA OS ESQUEMAS ESTRUTURAIS E PARÂMETROS COMUNS.....	32
2.5.2. FÓRMULAS SIMPLIFICADAS PARA O CÁLCULO DA RESISTÊNCIA.....	34
3. ESTUDO NUMÉRICO	39
3.1 PARÂMETROS APLICADOS NO CÁLCULO	39
3.2 FERRAMENTA PARA ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE PAINÉIS DE ALVENARIA.....	43
4. AVALIAÇÃO DA FORMULAÇÃO – RESISTÊNCIA/APOIOS	45
4.1. ENSAIOS EXPERIMENTAIS NO LABORATÓRIO FEUP	45
4.2. PARÂMETROS E PRINCÍPIO DE CÁLCULO	47
4.3. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS.....	49
5. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE	55
5.1. PARÂMETROS E PRINCÍPIO DE CÁLCULO	55
5.1.1. PARÂMETROS A CONSIDERADOS	55
5.1.2. PRINCÍPIO DE FUNCIONAMENTO DE CÁLCULO	57
5.2. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS	61
5.3. DISCUSSÃO	64
6. CONCLUSÕES	65
6.1. DISCUSSÃO GERAL	65
6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	66

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	67
8. ANEXOS	71
ANEXO A	71
ANEXO B	74

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Esquemas da evolução tipológica das paredes exteriores em Portugal [4].....	4
Figura 2 – Exemplo do esquema de ensaio de provetes de alvenaria à compressão [2].	5
Figura 3 – Exemplo do esquema de ensaio de provetes de alvenaria ao corte [2].	6
Figura 4 – Tijolos cerâmicos de enchimento de furação horizontal [7].	6
Figura 5 – Mapa das placas tectónicas [12].	7
Figura 6 – Área afetada pelo sismo com os valores de magnitude, intensidade e localização do epicentro (Áquila) [14].....	8
Figura 7 – Fissuração e colapso parcial do pano exterior da parede dupla [3].....	9
Figura 8 – Danos consequentes a ações fora do plano [3].	10
Figura 9 – Danos consequentes a ações fora do plano por défice no confinamento [3].	10
Figura 10 – Área afetada pelo sismo com os valores de magnitude, intensidade e localização do epicentro – Lorca [17].	11
Figura 11 – Fissuração e colapso parcial ou global da parede dupla [19] e [20].	12
Figura 12 – Fissuração e deslocamento parcial do pano exterior da parede dupla sob ação fora do plano [21].	13
Figura 13 – Fissuração e deslocamento parcial do pano exterior da parede dupla sob ação no plano e fora do plano [22] e [23].	13
Figura 14 – Área afetada pelo sismo com os valores de magnitude e intensidade respetivamente ao dia 20 e 29 de maio de 2012 [26] e [27].	14
Figura 15 – Fissuração e colapso parcial de paredes [28], [29] e [30].	15
Figura 16 – Rácio de deslocamentos segundo a inspeção visual relativa às fendas [36].	18
Figura 17 – Alguns danos em lajes [40].....	20
Figura 18 - O início da cedência da armadura inferior no ponto de deformação máxima numa laje de armada nas duas direções simplesmente apoiada [41].	22
Figura 19 - Mecanismo de rotura numa laje armada nas duas direções, simplesmente apoiado, após a cedência da armadura inferior [41].	22
Figura 20 - Padrão de linhas de rotura possíveis para uma laje retangular armada nas duas direções [41].	24
Figura 21 - Padrão de linhas de rotura incorreto de uma laje retangular armada nas duas direções [41].	25
Figura 22 - Comprimentos L1 e L2 [41].	25
Figura 23 - Deformação da laje devido ao colapso [41].	27
Figura 24 - Princípios de cálculo para energia externa consumida, E [41].	28
Figura 25 - Princípios de cálculo para energia interna dissipada, D [41].	29
Figura 26 - Laje simplesmente apoiada armada numa única direção [41].	30
Figura 27 - Laje simplesmente apoiada armada nas duas direções já com o padrão de linhas de roturas definido [41].	31
Figura 28 - Nomenclatura do tipo de apoio possível num esquema estrutural.....	33
Figura 29 - Nomenclatura dos parâmetros geométricos de um painel de alvenaria.	33
Figura 30 – Maior deformação tendo em conta as dimensões do painel de alvenaria.	39
Figura 31 – Sentidos da resistência à flexão, perpendicular e paralela.	40
Figura 32 – Efeito de imbricamento no esquema à direita, alvenaria de tijolo cerâmico furado, colocados com a furação na horizontal.	41
Figura 33 – Visão geral do pórtico de betão armado para os ensaios experimentais.	46
Figura 34 – Infraestrutura de transmissão de cargas [32].	46
Figura 35 – Resultados relativos ao ensaio de cada painel de alvenaria [52].	47

Figura 36 – Padrões de rotura resultante em cada ensaio.....	47
Figura 37 – Efeito de arco.	52
Figura 38 – Características geométricas do arco de 3 rótulas [39].....	52
Figura 39 – Valores relativos a altura média e a sua variação em paredes do rés-chão e pisos superiores [53].	56
Figura 40 – Valores relativos ao comprimento médio e a sua variação [53].	57

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Valores de $R1$ para diferentes rácios da altura e espessura [36].	18
Tabela 2 – Valores da esbelteza a aplicar no cálculo [38].	19
Tabela 3 – Valores máximos da esbelteza para uma determinada zona sísmica [38].	19
Tabela 4 – Equações para o equilíbrio de energia [41].	26
Tabela 5 – Esquemas estruturais e padrões de rotura, com a respetiva fórmula para o cálculo da carga máxima.	35
Tabela 6 - Resumo das características determinadas nos ensaios de flexão [4].	41
Tabela 7 – Esquema exemplo tendo em consideração a variação dos módulos de elasticidades em ambas as direções.	42
Tabela 8 – Tabela auxiliar de cálculo relativa ao esquema tipo.	43
Tabela 9 – Tabela de <i>input</i> de dados para o cálculo.	43
Tabela 10 – Tabela síntese de resultados.	44
Tabela 11 – Tabela de cálculo face ao primeiro ensaio (Inf_01).	49
Tabela 12 – Tabela de cálculo face ao segundo ensaio (Inf_02).	50
Tabela 13 – Parâmetros a inserir para a análise de sensibilidade.	58
Tabela 14 – Resultados de um esquema estrutural segundo os parâmetros selecionados.	58
Tabela 15 – Tabela auxiliar de cálculo para cada opção selecionada.	58
Tabela 16 – Resultados para diferentes esquemas estruturais – Parâmetros nominais.	59
Tabela 17 – Tabela síntese construída para a análise sensibilidade.	62
Tabela 18 – Estudo entre os diferentes tipos de confinamentos face o esquema nominal.	63
Tabela 19 – Análise de sensibilidade relativa ao esquema 1.	74
Tabela 20 – Análise de sensibilidade relativa ao esquema 3.	75
Tabela 21 – Análise de sensibilidade relativa ao esquema 5.	76
Tabela 22 – Análise de sensibilidade relativa ao esquema 7.	77
Tabela 23 – Análise de sensibilidade relativa ao esquema 9.	78
Tabela 24 – Análise de sensibilidade relativa ao esquema 10.	79
Tabela 25 – Análise de sensibilidade relativa ao esquema 13.	80
Tabela 26 – Análise de sensibilidade relativa ao esquema 14.	81
Tabela 27 – Análise de sensibilidade relativa ao esquema 17.	82

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

SÍMBOLOS

CARACTERÍSTICAS DOS PAINÉIS DE ALVENARIA

- f_k – Valor característico da resistência à compressão
 k, α, β – Constantes
 f_b – Resistência à compressão das unidades de alvenaria
 f_m – Resistência à compressão da argamassa
 f_v – Resistência ao corte
 f_{v0} – Resistência ao corte inicial
 μ – Constante
 σ – Tensão de compressão

USADOS NA DESCRIÇÃO DE ENSAIOS EXPERIMENTAIS

- q – Capacidade de carga resistente
 f'_m – Resistência à compressão da alvenaria
 t – Espessura
 l – Comprimento
 h – Altura
 E – Módulo de Elasticidade
 I_c, I_b – Momentos de Inércia relativos a pilares e viga respectivamente
 J_c, J_b – Constantes de torção relativos a pilares e viga respectivamente
 R_1 – Fator de redução da capacidade de carga resistente
 R_2 – Rigidez do elemento estrutural mais flexível
 λ – Esbelteza
 f_{cmw}, t_w – Resistência à compressão e espessura relativa à alvenaria
 f_{x1}^i – Resistência à flexão na direção paralela em relação às juntas horizontais
 $f_{x1}(Rej_{01})$ – Resistência à flexão na direção paralela em relação às juntas da parede
 h_{inf}, t_{inf} – Altura e espessura relativos ao painel de alvenaria de enchimento
 λ_2 – Esbelteza
 $M_{sd}^+, M_{sd}^{\parallel}$ – Momentos atuantes na direção perpendicular e paralela
 α – Coeficiente dos momentos atuantes
 W_{sd} – Carregamento atuante no painel de alvenaria

L – Comprimento do painel de alvenaria

μ – Coeficiente de ortotropia

USADOS NO MÉTODO DAS LINHAS DE ROTURA

m_x, m_y – Momentos atuantes segundo uma direção

μ – Coeficiente de ortotropia

$\delta_{\text{máx}}$ – Deflexão máxima

E – Energia externa consumida

D – Energia interna dissipada

θ_i – Rotação da região em torno do seu eixo de rotação

N – Carga (s)

δ – Deslocamento vertical de uma carga

m – Momento em/ ou de resistência da laje

l – Comprimento da linha de rotura

φ_c – Ângulo de rotação

w – Largura da laje

FÓRMULAS

q – Capacidade de carga resistente [kN/m²]

H – Altura do painel alvenaria [m]

L – Comprimento do painel alvenaria [m]

m^{\parallel} – Momento resistente em relação a resistência à flexão paralela ao painel [kNm/m²]

f^{\parallel} – Resistência à flexão paralela ao painel [N/mm²]

e – Espessura do painel alvenaria [m]

m^{\perp} – Momento resistente em relação a resistência à flexão perpendicular ao painel [kNm/m²]

f^{\perp} – Resistência à flexão perpendicular ao painel [N/mm²]

l, μ – Coeficiente de ortotropia

H_r, H' – Altura reduzida do painel alvenaria [m]

L_r, L' – Comprimento reduzida do painel alvenaria [m]

α – Rácio do comprimento sob altura

k – Coeficiente de ortogonalidade

E^{\parallel} – Módulo Elasticidade paralelo do painel [GPa].

E^{\perp} – Módulo Elasticidade perpendicular do painel [GPa]

β, h – Fator geométrico

l_1 – Altura do ponto de interseção das linhas de rotura [m]

l_2 – Afastamento das linhas de rotura face ao apoio [m]

ACRÓNIMOS

DEC – Departamento de Engenharia Civil

FEUP – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil

IPQ – Instituto Português da Qualidade

NP – Norma Portuguesa

EN – Norma Europeia

EC6 – Eurocódigo 6

EC8 – Eurocódigo 8

LESE – Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural

COV – Coeficiente de variação

1

INTRODUÇÃO

1.1. MOTIVAÇÃO

Na Europa, e em particular em Portugal ocorreu um crescimento brusco no parque habitacional com a utilização do betão armado na generalidade das construções. A construção acelerada provocou que a projeção de várias estruturas não atendessem a aspetos fundamentais em relação à dinâmica ou comportamento para situações de ocorrência sísmica. A prova disso é que alguns fenómenos recentes desta natureza na Europa tem demonstrado que a utilização de novas soluções em betão armado não favorecem a resistência sísmica dos edifícios em alvenaria, pois tem-se observado elevados danos em estruturas de alvenaria devido a insuficiente resistência sísmica quando sob ações no plano e fora do plano. A alvenaria de enchimento é conhecida por vários regulamentos e em particular pelo Eurocódigo 8 como sendo um elemento não-estrutural, não tendo obtido a devida importância no que toca ao dimensionamento estrutural. De um modo geral as paredes de alvenaria são objetos de poucos cuidados, no entanto estão a levantar-se muitas dúvidas em relação à sua exata contribuição para a resposta a um sismo.

Esta dissertação integrada no projeto final de Mestrado Integrado de Engenharia Civil destina-se a estudar a viabilidade da aplicação do método das linhas de rotura em painéis de alvenaria de enchimento. Tendo como objetivo poder-se aplicar para a determinação da capacidade carga resistente de um determinado painel independentemente das suas características físicas e geométricas, e também o seu confinamento na estrutura onde se insere.

Com isto em mente, este estudo tem como objetivo apresentar uma introdução geral ao tema, fornecendo etapas organizadas onde se pretende abordar detalhadamente alguns aspetos fundamentais para o desenrolar da dissertação.

1.2. OBJETIVO

O principal objetivo da presente dissertação é a realização de uma nova ferramenta de cálculo de modo a poder-se determinar a capacidade de carga resistente de paredes de alvenaria de enchimento para ações fora do plano. O resultado da capacidade de carga deverá atender a diferentes conjuntos que caracterizam uma determinada parede de alvenaria, nas quais as principais são as dimensões, características materiais e ainda as diferentes configurações de confinamento. Tendo em conta que se pretende aplicar um método normalmente utilizado em lajes, deste modo existem vários aspetos a serem abordados nos quais se poderão observar com o decorrer do estudo.

A viabilidade da aplicação do método das linhas de rotura nos painéis de alvenaria será comprovada através de um estudo numérico, referentes a diferentes tipos de análises onde os seus resultados serão comparados com ensaios experimentais a decorrer no laboratório da Universidade do Porto.

Pretende-se ainda conhecer qual a importância e variação correspondente a cada parâmetro necessário para o cálculo da capacidade de carga resistente. Pois caso se verifique resultados credíveis com esta ferramenta consegue-se determinar qual o “elemento” mais importante que influencia num aumento favorável da resistência, podendo assim contribuir de forma significativa para o reforço geral das paredes de alvenaria de enchimento em Portugal.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Este documento estará dividido em seis capítulos, numerados de uma a seis, sendo estes subdivididos em subcapítulos para melhor organização e compreensão da dissertação.

No primeiro capítulo – Introdução – é exposto o que levou o autor à escolha deste tema e quais os objetivos pretendidos. É feito um enquadramento segundo vários panoramas e à base da metodologia aplicada para o desenvolvimento deste documento.

Segundo capítulo – Estado de Arte – expõe resumidamente algumas características sobre a alvenaria e argamassa, explica e demonstra alguns danos provenientes de sismos referindo ainda o risco sísmico em Portugal. Apresenta algumas fórmulas relativas ao comportamento dos painéis de alvenaria baseadas em ensaios experimentais e diferentes autores. Explica o método a aplicar no estudo e as fórmulas simplificadas a utilizar para análise referentes a diversos esquemas estruturais.

Terceiro capítulo – Estudo Numérico – tem como objetivo demonstrar a ferramenta de cálculo construída para a determinação da capacidade de carga resistente de um determinado painel de alvenaria, explicando o princípio de cálculo e quais os parâmetros necessários e o como são aplicados nos diferentes esquemas estruturais.

Quarto capítulo – Avaliação de Formulação – tem como objetivo analisar a viabilidade do método a aplicar no estudo, realizando uma calibração com algumas ensaios experimentais realizados no laboratório FEUP.

Quinto capítulo – Análise de Sensibilidade – tem como objetivo analisar a importância de cada parâmetro individualmente, observando o desvio resultante consoante um conjunto de valores aplicados baseando-se numa base de dados em construção na FEUP.

Sexto e último capítulo – Conclusão e Desenvolvimentos Futuros – são apresentadas as principais conclusões obtidas com a realização desta dissertação. Ainda neste capítulo é dada uma prospetiva para desenvolvimentos futuros com a realização deste trabalho e aplicação dele numa possível atividade futura como engenheiro.

O documento é finalizado com o capítulo referente a algumas das referências bibliográficas utilizadas no desenvolvimento da dissertação, e com outro capítulo de anexos onde são disponibilizadas tabelas síntese do trabalho numérico.

2

ESTADO DE ARTE

São apresentados alguns aspetos relativos ao tema estudo, características materiais referentes à alvenaria e a argamassa, sismo e risco sísmico para Portugal, apresentação de alguns danos em painéis de alvenaria provocadas por ocorrência de sismos, sismos estes relativos aos mais recentes da Europa. Tendo em conta ao estudo estar direccionado para a determinação da capacidade de carga resistente em painéis de alvenaria, será apresentado numa primeira fase alguns estudos realizados em painéis de alvenaria, dando mais ênfase às fórmulas obtidas por diferentes autores segundo os ensaios experimentais realizados, e seguidamente a explicação do método das linha de rotura a aplicar no estudo e ainda os esquemas estruturais e fórmulas simplificadas provenientes deste método.

2.1. PAINÉIS DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO

2.1.1. DEFINIÇÃO

O principal foco desta dissertação está relacionado com a capacidade resistente das paredes de alvenaria, especificamente nas alvenarias de enchimento. Existem diversas designações e características específicas relativas à alvenaria, que alteram consoante a sua funcionalidade resistente numa determinada estrutura. Deste modo as alvenarias podem-se classificar como:

- Estrutural – função resistente:
 - Alvenaria simples;
 - Alvenaria armada;
 - Alvenaria confinada.
- Não Estrutural – função não resistente:
 - Alvenaria de enchimento.

As alvenarias estruturais possuem uma classificação imposta pelo Eurocódigo 8 [1] onde caracteriza detalhadamente cada tipo de alvenaria. As alvenarias de enchimentos são consideradas como elementos arquitetónicos, de tal modo que são usualmente ignoradas em projeto estrutural, contabilizando apenas a sua massa e peso para o dimensionamento geral [2]. O fato de considerar que as alvenarias de enchimento não oferecem resistência a um edifício tem vindo a ser questionada, pois os danos provocados por sismos tem instruído o contrário [3].

2.1.2. EVOLUÇÃO DOS PAINÉIS DE ALVENARIA EM PORTUGAL

Em Portugal continental, as alvenarias não estruturais de enchimento são caracterizadas como tendo funções apenas arquitetónicas, aplicadas em fachadas e nas divisões interiores de uma habitação. Uma das grandes preocupações no que diz respeito à alvenaria em fachadas é o seu comportamento a nível térmico, fazendo consequentemente que estas mudassem de tipologia, materiais e processos construtivos. A mais recente solução com características muito satisfatórias a nível do comportamento térmico é designada por ETICS (*External Thermal Insulation Composite System*). A seguir pode ver um esquema síntese da evolução das paredes exteriores em Portugal com a respetiva designação:

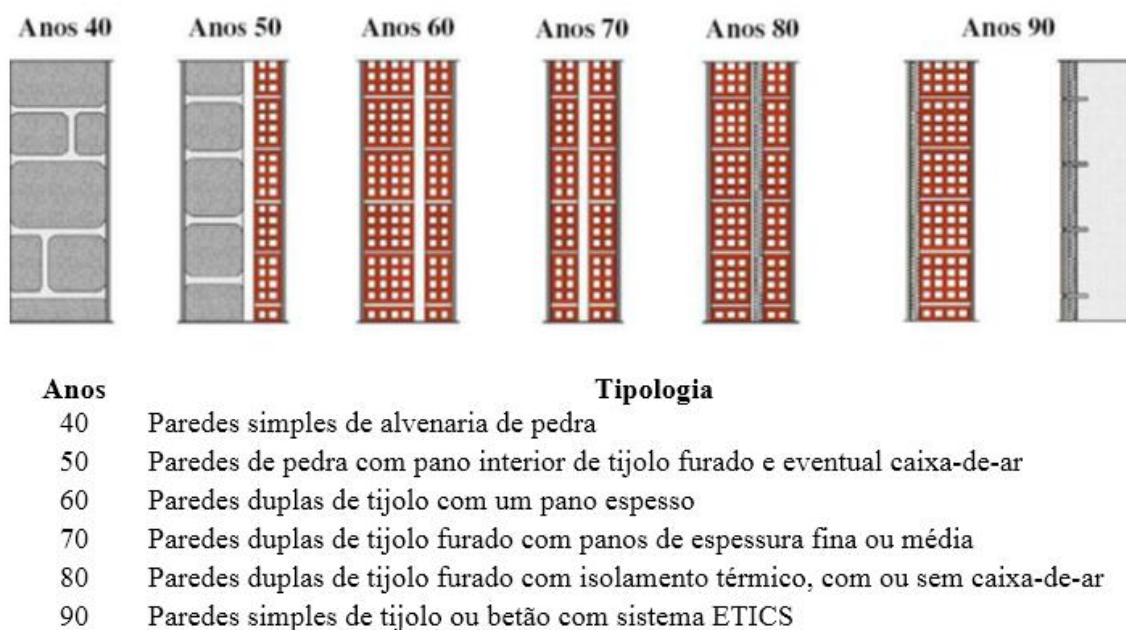


Figura 1 - Esquemas da evolução tipológica das paredes exteriores em Portugal [4].

Toda a pormenorização das alvenarias realizada nos projetos de execução dos edifícios era principalmente direcionada para as questões de salubridade e conforto – impermeabilização, conforto térmico como já foi referido e mais tarde acústico – e não para os problemas de comportamento sísmico [2].

Na generalidade dos edifícios construídos é frequente observar paredes exteriores duplas e paredes divisórias simples, realizadas com unidades de alvenaria de tijolo cerâmico furado, colocados com a furação na horizontal. As unidades de alvenaria podem ser de diferentes tipos, nomeadamente blocos de pedra, tijolos de adobe, tijolos cerâmicos, blocos de betão, entre outros [5].

2.1.3. CARACTERÍSTICAS DOS PAINÉIS DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO

Um aspeto importante a ter em conta para a caracterização das paredes de alvenaria são as características mecânicas das unidades de alvenaria, nomeadamente a resistência à compressão, ao corte e à flexão, podendo-se recorrer ao EC6 [6] para a sua determinação.

O EC6 não estabelece relações entre tensões-extensões para a alvenaria simples, apenas menciona algumas expressões gerais para os valores característicos das resistências [2]. Para o caso da resistência à compressão tem-se a expressão:

$$f_k = k \cdot f_b^\alpha \cdot f_m^\beta \quad (1)$$

Onde:

- f_k - Valor característico da resistência à compressão;
- k , α e β - São constantes;
- f_b - Resistência à compressão das unidades de alvenaria;
- f_m - Resistência à compressão da argamassa.

Na Figura 2 pode-se observar um ensaio típico para a detreminação da resistencia à compressão, desmonstrando esquematizamente os equipamentos necessários. Note-se que cada provete de alvenaria a ensaio devem estra de acordo com o especificado na Norma Portuguesa – NP – e ainda que para a utilização da expressão (1) deve-se realizar uma calibração na mesma atendendo os resultados ensaiados em laboratório.

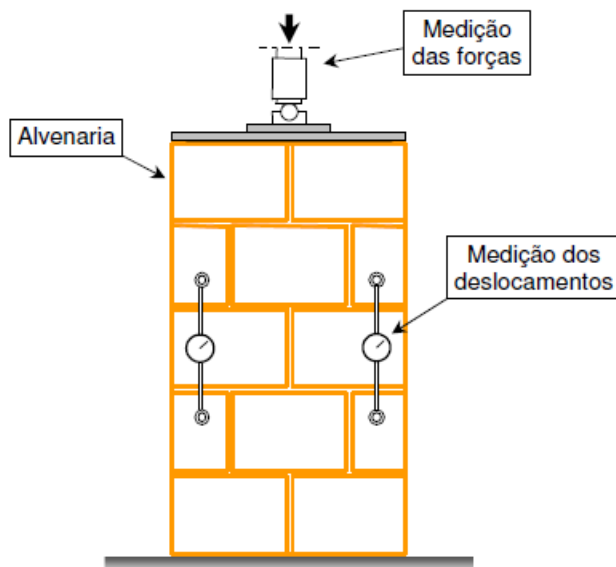


Figura 2 – Exemplo do esquema de ensaio de provetes de alvenaria à compressão [2].

Em relação às restantes resistências, a flexão é determinada atendendo a vários ensaios laboratoriais atendendo a norma NP EN 1052-2 [6], e para a resistência ao corte existe a expressão seguinte para a determinação dos valores característicos:

$$f_v = f_{v0} + \mu \cdot \sigma \quad (2)$$

Onde:

- f_v - Resistência ao corte;
- f_{v0} - Resistência ao corte inicial;
- μ - Constante;
- σ - Tensão de compressão.

Na Figura 3 pode-se observar um ensaio para a determinação da resistência à compressão, desmonstrando esquematizamente os equipamentos necessários.

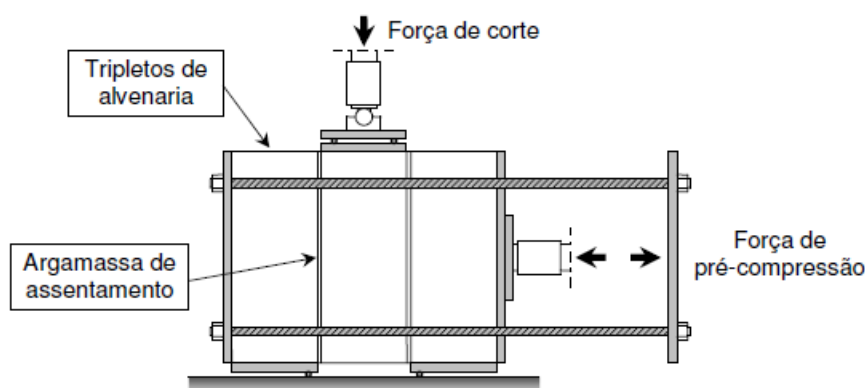


Figura 3 – Exemplo do esquema de ensaio de provetes de alvenaria ao corte [2].

No estudo a resistência à flexão a atribuir a um determinado painel de alvenaria de enchimento é um fator importante a considerar para as análises que se irá realizar. Na Figura 4 pode-se observar 3 dimensões de tijolos cerâmicos de enchimento mais utilizados nas construções em Portugal para paredes exteriores, sendo o mais requerido o de 15 cm de espessura. As dimensões apresentadas serão as que vão ser aplicadas nos diversos cálculos para o estudo.

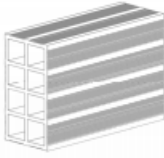
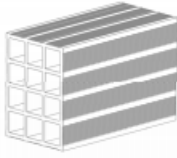
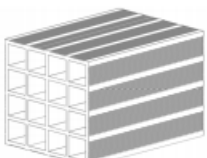
Designação:	30x20X11	30x20X15	30x20X22
Dimensões:			
Comprimento (mm)	290	290	290
Largura (mm)	106	146	220
Altura (mm)	189	189	189
Tolerâncias dimensionais:			
Categoria de tolerância	T1 ($\pm 0.4\sqrt{d}$)	T1 ($\pm 0.4\sqrt{d}$)	T1 ($\pm 0.4\sqrt{d}$)
Configuração:			
			
Classificação segundo EN 1996-1-1	Grupo 3 (uso não estrutural)	Grupo 3 (uso não estrutural)	Grupo 3 (uso não estrutural)

Figura 4 – Tijolos cerâmicos de enchimento de furação horizontal [7].

2.1.4. ARGAMASSAS

As propriedades mais importantes para o desempenho da argamassa são a resistência à compressão, capacidade para a absorção de deformações, aderência, retração e durabilidade. A aderência e a resistência à compressão são de própria importância para as características mecânicas da parede, em especial a resistência desta à tração e à compressão, respetivamente. A retração e a capacidade para absorver deformações são determinantes para evitar a abertura de fissuras na argamassa.

As argamassas encontram-se corretamente regulamentadas na União Europeia pela norma EN 998-2 [8], onde são definidas as propriedades que estas devem assegurar, bem como os ensaios aplicáveis para a sua determinação. Os ensaios previstos encontram-se detalhados na norma EN 1015 [9]. O Eurocódigo 6 aborda também as argamassas para alvenaria, classificando-as segundo a resistência mínima à compressão, aos 28 dias, em classes de resistência M2, M5, M10, M15 e M20. Por exemplo: M8 significa que a resistência à compressão da argamassa é de 8 MPa. As argamassas convencionais não devem ser inferiores a M1 em juntas sem armadura, e nem inferiores a M5 em juntas armadas.

2.2. RISCO E DANOS DECORRENTES DOS SISMOS

2.2.1. RISCO SÍSMICO EM PORTUGAL

O parque habitacional português contém atualmente edifícios com mais de 100 anos, cujo os seus métodos construtivos e regulamentos diferem do que é obrigatório e praticado nos dias de hoje, colocando em dúvida a sua qualidade de construção e o seu comportamento e resistência a nível sísmico [10].

Portugal, apesar de até aos dias de hoje não aglomerar um conjunto de estragos ou tragédias consequente de sismos, não é imune a este fenómeno natural. Relembrando ainda que no seu passado a cidade de Lisboa, no ano 1755, sofreu um sismo de magnitude entre os 8,7 e 9 segundo na escala de Richter, seguido ainda por um maremoto, causando uma vasta destruição especialmente na zona da baixa [11]. Outras zonas nacionais também foram afetadas, principalmente as zonas litorais de Setúbal e Algarve, contudo teve consequências menos drásticas. Entre as diversas placas tectónicas terrestre que observa-se na Figura 5, Portugal localiza-se próximo da interseção de três placas, da norte americana, da africana e da euro-asiática onde se localiza. Salienta-se que a poucos quilómetros da zona sul se encontra a falha tectónica que separa as placas euro-asiáticas e a africana.

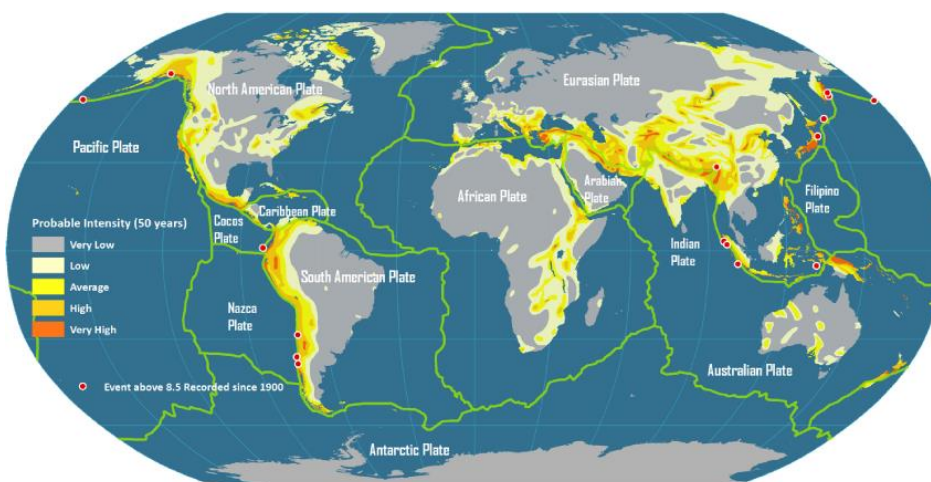


Figura 5 – Mapa das placas tectónicas [12].

Portugal face a sua localização geográfica é colocado numa zona de perigosidade sísmica baixa a moderada, sendo que as zonas mais críticas são os Açores, Lisboa, Vale do Tejo e Algarve [11].

Portugal a nível de edifícios de habitação considerando a sua época de construção e tipologia construtiva está gravemente suscetível a grandes danos provenientes de um futuro sismo, mesmo que este seja moderado [10].

2.2.1. SISMOS NA EUROPA E DANOS PROVOCADOS

De modo a perceber melhor as consequências provocadas por este fenómeno natural – sismo, recorreu-se aos que mais recentemente provocaram um grande impacto para a nível europeu, nomeadamente o de Áquila (2009) e Bolonha (2012) em Itália e ainda o de Lorca (2011) em Espanha.

2.2.2. SISMO DE ÁQUILA

No dia 6 de Abril de 2009 ocorreu um terramoto de magnitude 6,3 segundo a escala de magnitude de momento, que provocou 309 mortes, aproximadamente 1600 feridos, dos quais 200 em situação bastante grave [13]. Provocando ainda extensos danos materiais, como o colapso parcial ou global de edifícios onde consequentemente causou que cerca de 65 000 pessoas ficassem desalojadas [13]. Na Figura 6 observa-se o mapa de intensidade.

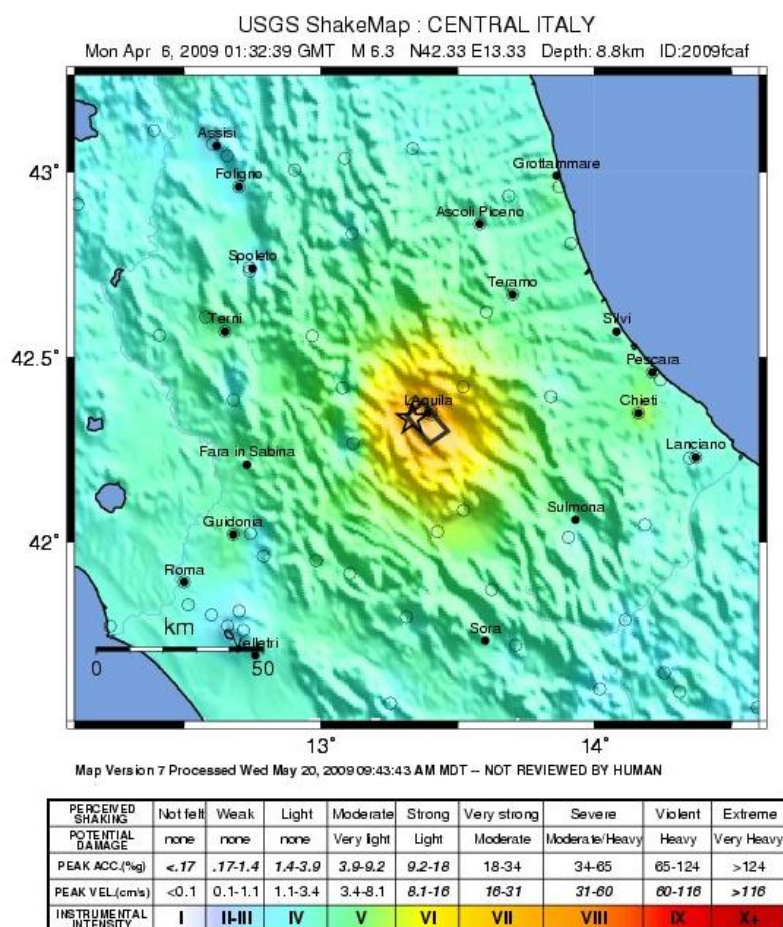


Figura 6 – Área afetada pelo sismo com os valores de magnitude, intensidade e localização do epicentro (Áquila) [14].

A maioria dos danos como se observa nas figuras seguintes foi provocada em panos exteriores de paredes duplas de alvenaria de tijolo, sob ações induzidas pelo sismo no sentido fora do plano e apesar da magnitude registrada, grande parte dos danos são consequências de uma má construção [3].

Na Figura 7 observa-se um edifício constituído por pórticos em betão armado preenchidos por paredes duplas em alvenaria, onde os danos se centram no colapso do pano parcial exterior, várias fissuras e ainda a falta de revestimentos, danos estes classificados como não-estruturais [3]. Os danos apresentados podem ter ocorrido por uma série de fatores, como por exemplo o deficiente confinamento, ausência de mecanismos de ligação a um elemento rígido (pórtico), esbelteza da parede, entre outros [3]. Na Figura 7 observa-se a falta de revestimento de forra cerâmica que pode ter ocorrido por consequência de uma deficiente adesão à estrutura [3]. Estes tipos de danos apesar de ser superficiais, afetando apenas a nível térmico/ estético o edifício, podem colocar em risco a segurança pública. Mais à frente observam-se alguns dos danos do sismo de Lorca, onde a maioria das vítimas foram consequentes da queda de elementos não-estruturais.

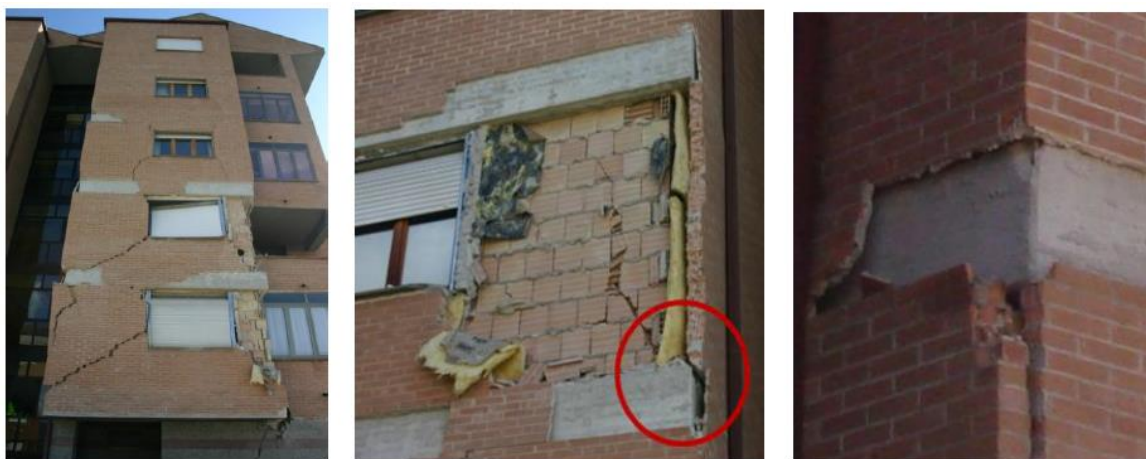


Figura 7 – Fissuração e colapso parcial do pano exterior da parede dupla [3].

Como já foi referido anteriormente, os panos de alvenaria exterior são elementos muito esbeltos, que facilmente expõe danos quando submetidos às mais reduzidas acelerações e deslocamentos, e deste modo para quando sujeita a uma ação fora do plano, mecanismos de ligação e a qualidade de construção a nível do confinamento são fundamentais para garantir um perfeito comportamento, uma maior resistência e consequentemente melhor reposta ao sismo [3].

A capacidade resistente de uma parede de alvenaria pode ser ainda mais reduzida quando esta já esteve sujeita a ações no plano, devido a esta poder destruir elementos de ligação, ou então fragiliza-la provocando consequentemente que as paredes se tornassem mais suscetíveis ao colapso quando sujeitas a uma posterior ação fora do plano. Na Figura 8 observa-se alguns danos consequentes de ações fora do plano.

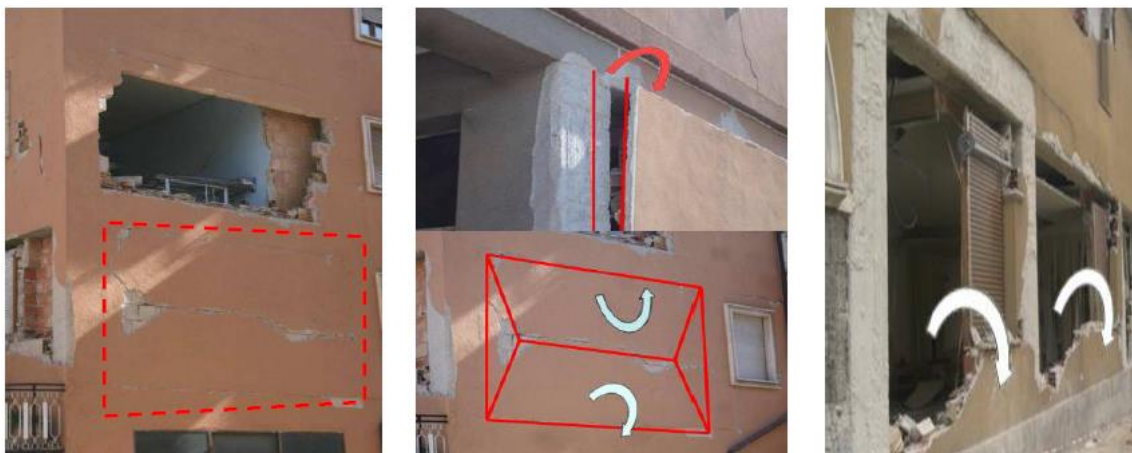


Figura 8 – Danos consequentes a ações fora do plano [3].

Outros défices de construção que pode observar são os que estão representados na Figura 9.



Figura 9 – Danos consequentes a ações fora do plano por défice no confinamento [3].

Mau confinamento da alvenaria, com ausência de elementos de cintagem na zona de cunhais e “lintéis” ou pilares de betão armado nos vértices sempre que se muda de direção, foram sem dúvidas fatores importantes que agravam ou reduziram ainda mais a resistência dos painéis de alvenaria quando sujeitas a ações fora do plano, causando consequentemente os danos apresentados na Figura 9 [3].

2.2.3. SISMO DE LORCA

No dia 11 de Maio de 2011 ocorreram dois terremotos, o primeiro de uma magnitude na ordem dos 4,4 e o segundo de 5,2, num intervalo tempo de 1:40 horas [15]. Provocou 8 mortes, centenas de feridos e ainda extensos danos materiais, como o colapso parcial ou global de edifícios [16]. Na Figura 10 observam-se alguns detalhes referentes ao sismo de Lorca.

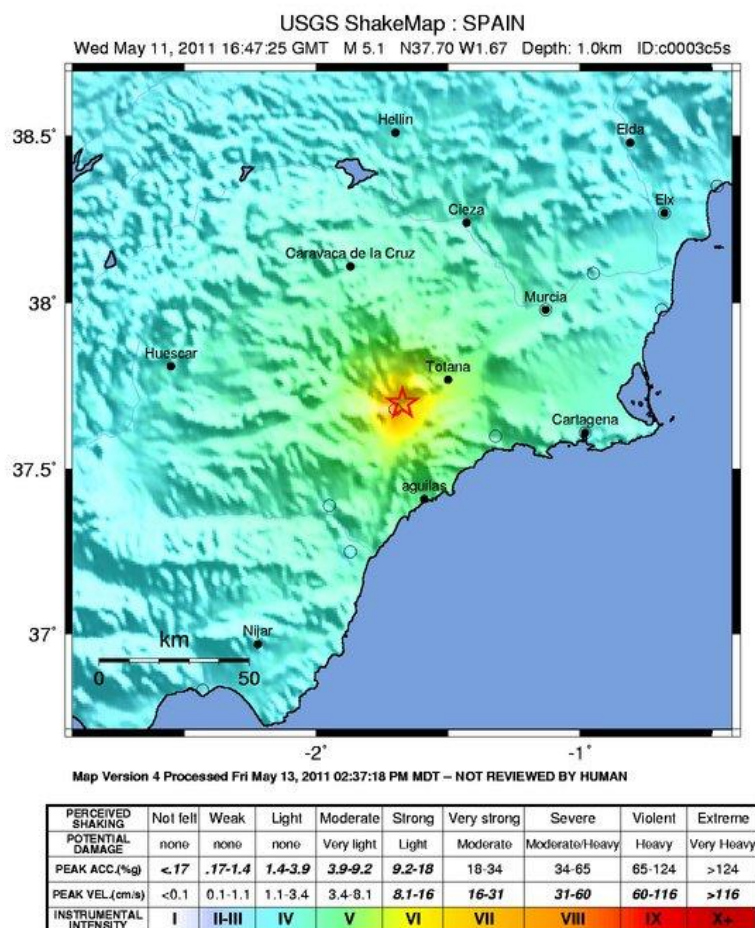


Figura 10 – Área afetada pelo sismo com os valores de magnitude, intensidade e localização do epicentro – Lorca [17].

Apesar do sismo sucedido ser de magnitude moderada, existem diversos fatores a ter em atenção que justificam os danos provocados em Lorca. O primeiro fator que não se pode desprezar é a proximidade do epicentro em relação ao centro da cidade, depois a pouca profundidade em relação ao hipocentro e ainda o fato de ocorrer dois sismos num curto intervalo de tempo [18]. Desta forma os efeitos destrutivos do último sismo foram multiplicados e consequentemente provocou os danos apresentados nas figuras seguintes.

As figuras que serão apresentadas são mais direcionadas para painéis de alvenaria, pois o principal foco da dissertação é o estudo da capacidade máxima resistente dos painéis de alvenaria quando sujeitas a ações fora do plano, ações estas como por exemplo à produzida por um sismo, que representa a situação mais gravosa que pode acontecer na realidade.

A maioria das vítimas ocorreram pela queda de materiais [16], nomeadamente alvenaria ou elementos de acabamento como por exemplo mosaicos. Na Figura 11 observam-se alguns danos em pórticos de alvenaria de enchimento.



Figura 11 – Fissuração e colapso parcial ou global da parede dupla [19] e [20].

Na Figura 11, à esquerda observa-se a rotura parcial do pano de alvenaria, onde o pano exterior da parede dupla acabou por colapsar devido aos excessivos esforços de corte que são mais elevados no rés-chão do que em relação aos restantes pisos. O painel em questão apresenta um esquema de rotura em cruz idêntico ao que se encontra mais à frente (dentro do círculo vermelho). Há que salientar que o modo e o padrão de rotura que vão aparecendo nos panos de alvenaria são um fator muito importante para o estudo como se vai poder observar com o decorrer da dissertação. Neste caso o dano parece que deu-se devido a ações no plano.

Na Figura 11, à direita verifica-se que a parede de alvenaria colapsou globalmente, não sendo possível identificar o seu padrão de rotura ou qual a ação predominante que ocorreu na mesma, pois o sismo tanto pode originar ações fora do plano, no plano ou ainda as duas em simultâneo quando está sob alguma inclinação. Uma parede de alvenaria apesar de ser considerada um elemento não-estrutural, quando sujeita a ações no plano torna-se um fator muito importante para a resposta do edifício em relação ao sismo.

Quando se observa os deslocamentos ou colapsos de panos exteriores no caso de paredes duplas, deve-se ter em conta que estes são elementos esbeltos e pouco resistentes até às mais baixas acelerações e deslocamentos, sendo por este motivo que quando sujeitas a ações fora do plano os danos podem surgir com grande facilidade.

Na Figura 12 observam-se alguns danos devido a ações fora do plano provocado em panos exteriores de alvenaria.



Figura 12 – Fissuração e deslocamento parcial do pano exterior da parede dupla sob ação fora do plano [21].

Quando o sismo provoca ações simultâneas, sob o plano e fora do plano, pode ocorrer danos como se pode observar na Figura 13.



Figura 13 – Fissuração e deslocamento parcial do pano exterior da parede dupla sob ação no plano e fora do plano [22] e [23].

O pano de alvenaria desloca-se no seu todo para fora do pórtico de cada da estrutura respetiva. A causa deste dano pode ter ocorrido pelo fato de a parede estar sujeita numa primeira fase a uma ação no plano, causando consequentemente uma fragilização da ligação superior, através do dano ou fissuração da juntas verticais e de seguida numa segunda fase a uma ação fora do plano que provocou o deslocamento do pano para fora do pórtico.

Este cenário pode estar incorreto, pois também é possível que o sismo provocasse uma ação simultânea, ou então existisse uma deficiente construção da parede, contudo como ocorreram dois sismos em diferentes espaços de tempo, a probabilidade do dano ser provocado segundo o anteriormente discutido também se torna credível.

2.2.4. SISMO DE BOLONHA

Num período de 9 dias ocorreram mais de 160 terremotos onde a sua magnitude variava entre 3 e um pouco superior a 5 segundo a escala de Richter [24]. Entre esta série de sismos houve dois que sobressaíram o intervalo de magnitudes, a do primeiro dia, 20 de Maio de 2012 que atingiu uma magnitude de 6,0 e curiosamente um do último dia, 29 de Maio de magnitude na ordem dos 5,8. Provocou aproximadamente 16 mortes, mais de 200 feridos e mais de 14 000 desabrigados [25]. Na Figura 14 observa-se dois mapas de magnitude e intensidade sísmica relativos a Bolonha.

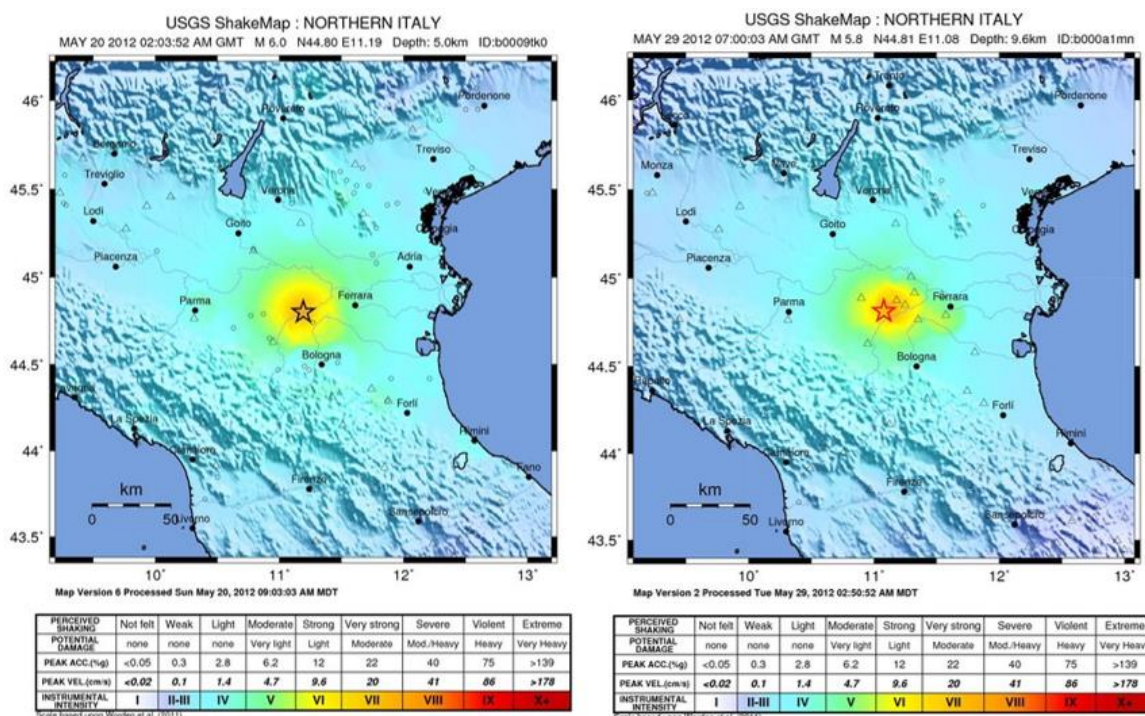


Figura 14 – Área afetada pelo sismo com os valores de magnitude e intensidade respetivamente ao dia 20 e 29 de maio de 2012 [26] e [27].

Num intervalo de 9 dias, 29 dos sismos ocorridos foram iguais ou superiores à magnitude 4 segundo a escala de Richter [24], justificando deste modo os danos ocorridos em Bolonha. Pois mesmo que alguns edifícios tivessem resistido ao primeiro dia, com esta série de eventos as estruturas foram ficando cada vez mais danificadas, e consequentemente mais suscetíveis a futuros sismos acabando por colapsar grande parte delas no dia 29 de Maio com o sismo de magnitude 5,8. Vários edifícios centenários foram destruídos [25]. Alguns deles observam-se na Figura 15.

Na Figura 15 à direita encontra-se a Câmara Municipal de Bolonha que demonstra uma série de fissurações e ainda o colapso parcial da fachada. Nas outras duas restantes, apesar das suas diferentes épocas construtivas, um edifício corrente da época no centro e à esquerda um edifício histórico situado em Bolonha, apresentam um padrão rotura muito similar em forma de X, havendo no entanto um maior dano do edifício histórico.



Figura 15 – Fissuração e colapso parcial de paredes [28], [29] e [30].

Na generalidade dos danos sendo a maior perda em edifícios históricos como já foi referido e também em alguns edifícios industriais, os padrões de rotura aproximam-se aos que estão representados na Figura 15, existindo maior consequências em algumas estruturas como colapso parcial ou global em vez de fissurações, contudo a maioria dos danos ocorreram devido aos sismos induzirem a ações no plano e por excessivos esforços de corte.

A nível de ações fora do plano, fator importante e de interesse para o estudo em questão, após uma vasta pesquisa não foi possível encontrar nada em específico em que o dano de um edifício tenha ocorrido devido a uma solicitação deste tipo. Contudo, a probabilidade de ter ocorrido danos desta natureza não se encontra fora de questão.

Em comparação ao sismo de Áquila em 2009, Bolonha teve consequências menores a nível de destruição pois a maior perda é relativa a uma parte importante do património nacional. Contudo, tal como os outros sismos mencionados os danos alertaram para necessidade de melhoramento e criação métodos construtivos ou mecanismos de prevenção em caso de ocorrência de sismos. Dando maior importância aos painéis de alvenaria e a sua tipologia construtiva para a resposta a este fenómeno natural.

2.3. AÇÃO FORA DO PLANO E ALGUMAS FÓRMULAS SIMPLIFICADAS

Hoje em dia existem diversas investigações relativas ao comportamento das paredes quando sujeitas a ações fora do plano, baseadas em trabalhos experimentais com diferentes tipologias construtivas, materiais, geometria, entre outras características expostas a mecanismos de simulação de uma ação proveniente de um sismo. As paredes de alvenaria são caracterizados como elementos não estruturais muito rígidos, contudo quando solicitados perpendicularmente ao seu plano tornam-se bastante frágeis [31]. A solicitação perpendicular designada por ação fora plano é mais usual e preocupante quando originada pela ação de sismos.

Uma parede de alvenaria após uma solicitação de um sismo tende a formar fendas diagonais que se propagam desde dos cantos até ao momento em que se cruzam a meio da parede, como observou-se anteriormente na Figura 15. O padrão das fendas diagonais são resultado de uma forte rigidez no plano e uma frágil resistência diagonal à tração, estas consequentemente provocam uma diminuição muito significativa na resistência global da parede quando solicitada fora do plano [4]. Desta forma cada vez mais se dá importância ao contributo das paredes de alvenaria para a resposta a um dado sismo. A propagação das fendas pode ocorrer de diferentes formas, pois estas são condicionadas pelas suas disposições construtivas, nomeadamente nas zonas laterais pelo tipo de confinamento que se encontram.

Paredes de alvenaria que se encontrem ligados rigidamente aos pórticos ou separados ligeiramente, demonstram um comportamento muito satisfatório a nível da resistência a solicitações fora do plano quando comparadas com paredes isoladas [32]. De modo a melhorar o comportamento das paredes, estão a ser desenvolvidos estudos para compreender e reforçar as paredes de, como por exemplo as argamassas ou mecanismos de fixação da alvenaria a um elemento fixo/ rígido, de forma a prevenir e controlar futuros acidentes provenientes de um sismo [4].

Hoje já se encontram várias pesquisas realizadas por diferentes autores sobre a resistência de paredes de alvenaria, onde no geral dão ênfase ao efeito de arco, para o cálculo da resistência de painéis consoante as diferentes restrições fronteira (McDowell et. Al. (1956) e Hendry (1973) [31]. De seguida observa-se algumas fórmulas baseadas em soluções analíticas referentes a diferentes autores que determinam a capacidade de carga resistente de um determinado painel de alvenaria.

Os autores Dawe e Seah elaboraram um estudo [33] em 1989 onde se realizou vários ensaios experimentais que caracterizavam o comportamento de uma parede – pórtico de betão armado com alvenaria de enchimento – quando solicitada na direção fora do plano em 4 estágios diferentes, nomeadamente:

- I – Elástico linear até a primeira fissura;
- II – Propagação de fissuras e definição de uma linha de rotura;
- III – Incremento na capacidade de carga devido ao efeito de arco;
- IV – Esmagamento da alvenaria devido à compressão ocorrendo consequentemente o colapso.

Dos ensaios realizados os autores criaram as seguintes fórmulas de modo a determinar a capacidade de carga resistente:

$$q = 4,50 \cdot f'_m{}^{0,75} \cdot t^2 \cdot \left(\frac{\alpha}{l^{2,5}} \cdot \frac{\beta}{h^{2,5}} \right) \quad (3)$$

$$\alpha = \frac{1}{h} \cdot \left(E \cdot I_c \cdot h^2 + G_s \cdot J_c \cdot t \cdot h \right)^{0,25} < 50 \quad (4)$$

$$\beta = \frac{1}{l} \cdot \left(E \cdot I_b \cdot l^2 + G_s \cdot J_b \cdot t \cdot h \right)^{0,25} < 50 \quad (5)$$

Onde:

- q - Capacidade de carga resistente;
- f'_m - Resistência à compressão da alvenaria;
- t - Espessura;
- l - Comprimento;
- h - Altura;
- E - Módulo de Elasticidade;
- I_c e I_b - Momentos de Inércia relativos a pilares e viga respetivamente;
- J_c e J_b - Constantes de torção relativos a pilares e viga respetivamente.

Mais tarde os autores Flanagan e Bennet depois de realizar dois estudos [34] e [35] em 1999 sugeriram modificar as fórmulas criadas por Dawe e Seah. Deste modo:

$$q = 4,10 \cdot f' m^{0,75} \cdot t^2 \cdot \left(\frac{\alpha}{l^{2,5}} \cdot \frac{\beta}{h^{2,5}} \right) \quad (6)$$

$$\alpha = \frac{1}{h} \cdot \left(E \cdot I_c \cdot h^2 \right)^{0,25} < 50 \quad (7)$$

$$\beta = \frac{1}{l} \cdot \left(E \cdot I_b \cdot l^2 \right)^{0,25} < 50 \quad (8)$$

O motivo da eliminação do segundo termo nas equações α e β deve-se ao facto dos autores concluírem que o efeito de torção tinha muito pouca influência nos painéis de alvenaria.

O autor Angel após um estudo [36] realizado em 1994 referiu que a capacidade de carga resistente de um determinado painel de alvenaria depende da esbelteza e da resistência face a força de compressão quando solicitado na direção perpendicular ao plano. Obtendo as seguintes fórmulas:

$$q = \frac{2 \cdot f' m}{\left(\frac{h}{t} \right)} \cdot R_1 \cdot R_2 \cdot \lambda \quad (9)$$

$$R_2 = 0,357 + 2,49 \cdot 10^{-14} \cdot E \cdot I \leq 1,0 \quad (10)$$

$$\lambda = 0,154 \cdot e^{-0,0985 \cdot \frac{h}{t}} \quad (11)$$

Onde:

- R_2 - Rigidez do elemento estrutural mais flexível;
- λ - Esbelteza.

Relativamente ao parâmetro R_1 – fator de redução da capacidade de carga resistente – pode-se utilizar dois métodos diferentes para a sua determinação, sendo a primeira através da estimativa do deslocamento da alvenaria devido às fendas podendo seguidamente aplica-lo na fórmula seguinte:

$$R_1 = \frac{\Delta}{\Delta_{cr}} \quad (12)$$

Ou então segundo a tabela para diferentes rácios da altura e espessura.

Tabela 1 – Valores de R_1 para diferentes rácios da altura e espessura [36].

$\frac{h}{t}$	$R_1 = \frac{\Delta}{\Delta_{cr}}$	
	$\frac{\Delta}{\Delta_{cr}} = 1$	$\frac{\Delta}{\Delta_{cr}} = 2$
5	0,997	0,994
10	0,946	0,894
15	0,888	0,789
20	0,829	0,688
25	0,776	0,602
30	0,735	0,540
35	0,716	0,512
40	0,727	0,528

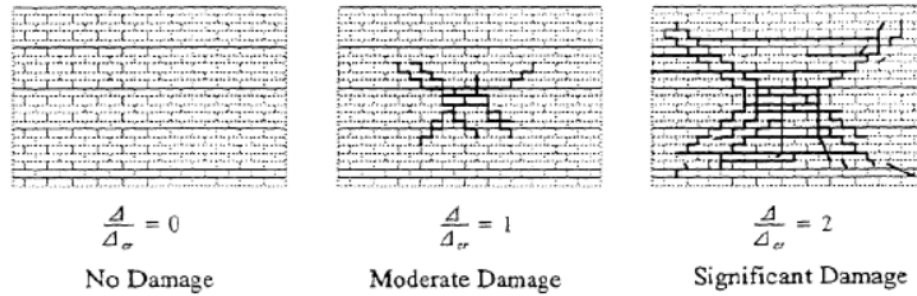


Figura 16 – Rácio de deslocamentos segundo a inspeção visual relativa às fendas [36].

Mais tarde o autor Pereira depois de realizar um estudo [32] em 2013 relativamente a painéis de alvenaria não reforçados implementou uma modificação nas fórmulas criadas por Angel de modo a considerar alguns fatores relativos à flexão, podendo observar-se a seguir:

$$q = \left(\frac{h}{t_w} \right) \cdot R_1 \cdot R_2 \cdot \lambda \cdot \left[0,77 \cdot c_j \cdot \frac{h}{l} + 0,34 \cdot c_j \right] \quad (13)$$

$$q = \frac{f_{x1}^i}{f_{x1}(Rej_{01})} \quad (14)$$

Onde:

- f_{cmw} e t_w - Resistência à compressão e espessura apenas da alvenaria;
- f_{x1}^i - Resistência à flexão na direção paralela em relação às juntas horizontais;
- $f_{x1}(Rej_{01})$ - Resistência à flexão na direção paralela em relação às juntas da parede.

Para diferentes continentes existem atualmente regulamentos específicos que atendem a capacidade de carga resistente de painéis de alvenaria, aplicando algumas das fórmulas representadas com algumas alterações. Na América do Norte a *Masonry Standart Joint Committee* [37] – MSJC – aludem para a aplicação das fórmulas de Dawe e Seah [33] com algumas alterações:

$$q = 105 \cdot f' m^{0,75} \cdot t^2 \cdot \left(\frac{\alpha}{l^{2,5}} \cdot \frac{\beta}{h^{2,5}} \right) \quad (15)$$

$$\alpha = \frac{1}{h} \cdot \left(E \cdot I_c \cdot h^2 \right)^{0,25} < 35 \quad (16)$$

$$\beta = \frac{1}{l} \cdot \left(E \cdot I_b \cdot l^2 \right)^{0,25} < 35 \quad (17)$$

A *Federal Emergency Management Agency* [38] – FEMA – é outro dos regulamentos disponíveis, impondo limites máximos da esbelteza consoante a zona sísmica.

$$q = \frac{0,7 \cdot f' m \cdot \lambda_2}{\left(\frac{h_{inf}}{t_{inf}} \right)} \cdot 144 \quad (18)$$

$$f' m = \frac{fm}{1,6} \quad (19)$$

Onde:

- h_{inf} e t_{inf} - Altura e espessura relativos ao painel de alvenaria de enchimento;
- λ_2 - Esbelteza.

Os valores da esbelteza observa-se na Tabela 2, o seu valor depende da zona sísmica que se observa na Tabela 3.

Tabela 2 – Valores da esbelteza a aplicar no cálculo [38].

Esbelteza	5	10	15	35
λ_2	0,129	0,030	0,034	0,013

Tabela 3 – Valores máximos da esbelteza para uma determinada zona sísmica [38].

Nível de desempenho	Máxima esbelteza para uma determinada zona sísmica		
	Baixo	Moderado	Alto
	$S_{xs} < 0,167g$	$0,167g \leq S_{xs} < 0,5g$	$S_{xs} \geq 0,5g$
Ocupação Imediata	14	13	8
Proteção da vida	15	14	9
Prevenção de colapso	16	15	10

Na Europa o EC6 também disponibiliza algumas expressões para o cálculo da capacidade de carga resistente, apresentando fórmulas para cada direção face à resistência à flexão – paralela e perpendicular.

$$M_{sd}^{\perp} = \alpha \cdot w_{sd} \cdot L^2 \leq Mr \quad (20)$$

$$M_{sd}^{\parallel} = \mu \cdot \alpha \cdot w_{sd} \cdot L^2 \leq Mr \quad (21)$$

Onde:

- M_{sd}^{\perp} e M_{sd}^{\parallel} - Momentos atuantes na direção perpendicular e paralela;
- α - Coeficiente dos momentos atuantes;
- w_{sd} - Carregamento atuante no painel de alvenaria;
- L - Comprimento do painel de alvenaria;
- μ - Coeficiente de Ortotropia.

O coeficiente de ortotropia será explicado com o decorrer do estudo. Relativamente ao coeficiente dos momentos atuantes – α , este é retirado da tabela 8 do regulamento Britânico BS 5628 [39]. Na tabela 8 está representado diferentes esquemas estruturais relativos aos diferentes confinamentos possíveis, onde consoante as características geométricas e mecânicas da parede de alvenaria em estudo se retira o coeficiente para os momentos.

Este estudo tem como objetivo utilizar fórmulas fundamentadas no método das linhas de rotura de modo a determinar a capacidade de carga resistente tal como as fórmulas discutidas. Deste modo serão apresentados de seguida alguns aspetos importantes relativos ao método que se pretende implementar no estudo.

2.4. CONCEITOS SOBRE O MÉTODO DAS LINHAS DE ROTURA

As lajes e paredes de alvenaria apesar das diferentes funções e disposições estruturais apresentam quando sujeitas a cargas provenientes de um sismo algumas semelhanças, pois as cargas de um sismo numa parede de alvenaria pode ser relativamente comparável a cargas distribuídas nas lajes, no entanto com intensidades diferentes. Deste modo, e devido a serem ambos elementos planos, apresentam modos de rotura similares. Na Figura 17 observa-se alguns danos em lajes, danos estes semelhantes ao da Figura 12 em painéis de alvenaria.

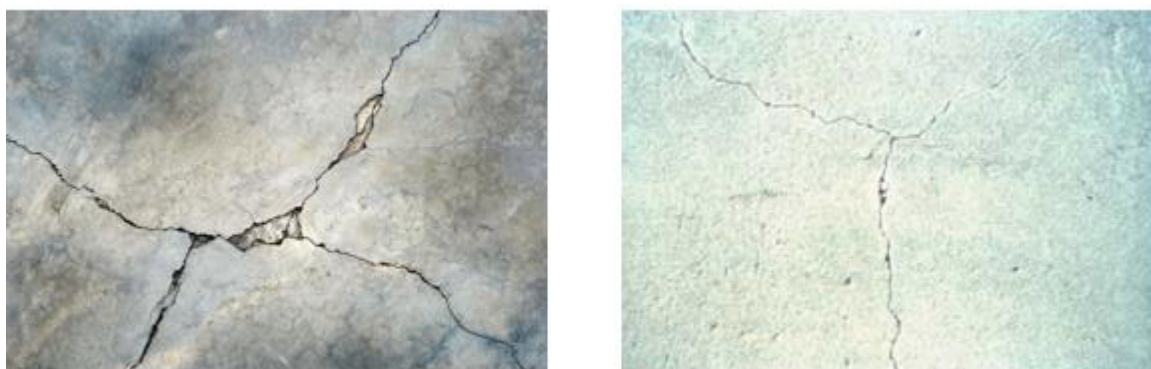


Figura 17 – Alguns danos em lajes [40].

Com o decorrer do estudo poderá observar-se diferentes esquemas estruturais com os respetivos padrões de rotura consequente de várias linhas de rotura. As linhas de rotura são principalmente aplicadas em lajes de betão armado, e como tal pretende-se explicar alguns conceitos gerais sobre a sua aplicação de modo a poder-se aplicar o método em paredes de alvenaria.

Para o dimensionamento das lajes de betão armado é muito utilizado o método das linhas de rotura, linhas pelas quais se desenvolvem maiores esforços das lajes por fissuras que vão surgindo até ao momento de colapso – estado limite último. Existem dois processos de cálculo que podem ser utilizados no método das linhas de rotura, designados por Equilíbrio das Forças Nodais e por Processo de Energia/Trabalho.

A utilização do método da linha de rotura possui algumas vantagens para determinados projetos em execução, tais como dimensionar uma laje mais económica, ou resolver questões como lajes desproporcionais ou com geometria irregular de uma forma mais simplificada. Desta forma é possível projetar lajes de uma forma mais rápida e com esquemas estruturais simplificados. Outra vantagem do método é o facto de não existir necessidade de recorrer a um *software* de análise estrutural para o dimensionamento e análise de lajes. Hoje em dia existem fórmulas simplificadas para um determinado esquema estrutural que já foram estudadas e que demonstraram resultados muito satisfatórios em relação à resistência máxima da laje.

A dissertação centra-se na utilização de várias fórmulas simplificadas desenvolvidas por alguns autores. Neste subcapítulo explicam-se os princípios fundamentais sobre as linhas de rotura, o desenvolvimento de algumas fórmulas com a sua devida dedução e parâmetros, entre outros. O conteúdo presente neste subcapítulo é baseado no livro “*Practical Yield Line Design*” [41].

2.4.1. Linha de Rotura

A aplicação do método da linha de rotura no caso de uma laje pode ser útil para se verificar resistência máxima de colapso. Pode-se determinar os momentos no ponto de falha quando uniformemente carregada (ou então para outras configurações de carga, ou simplesmente uma carga pontual) ou ainda determinar a carga para o qual o elemento irá colapsar. Os principais fatores a ter em conta na análise de uma laje é a sua geometria e confinamento (encastrada, simplesmente apoiada ou bordo livre, ou ainda a combinação destes numa só laje).

De modo a compreender o comportamento de uma laje para o estudo pretendido, considera-se – como exemplo – o caso de uma laje quadrada representada na Figura 18, simplesmente apoiada em todo o seu contorno e submetida a uma carga uniformemente distribuída que vai aumentando gradualmente até que ocorra o colapso.

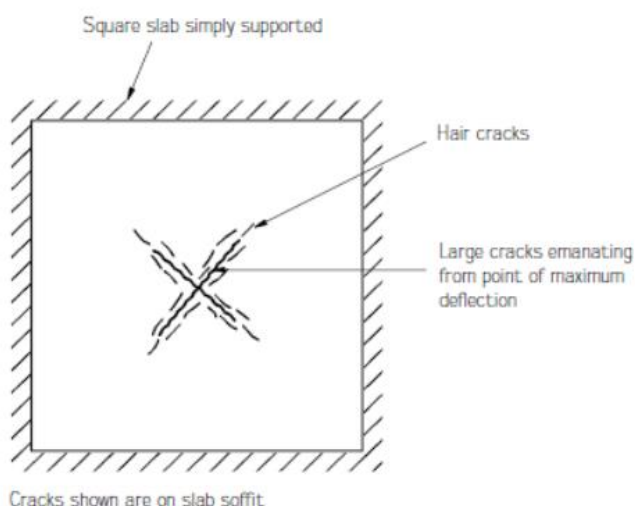


Figura 18 - O início da cedência da armadura inferior no ponto de deformação máxima numa laje de armada nas duas direções simplesmente apoiada [41].

Numa fase inicial, a laje quando carregada tem um comportamento elástico, onde a tensão máxima do aço e a deflexão ocorrem no centro laje [41]. Como se pode observar na Figura 18, é possível que surjam algumas fissuras caso flexão presente exceda a resistência à tração do betão.

Com o aumento da carga, ocorre uma acelerada formação e propagação de fissuras, aumentando proporcionalmente a sua espessura e comprimento consoante o aumento. Estas desenvolvem-se a partir do ponto de deformação máxima. Com o decorrer do tempo, permanecendo o constante crescimento da carga aplicada sobre a laje, as armaduras de reforço cedem à carga aplicada e as fendas prolongam-se até aos cantos da laje.

Na fase final, atinge-se o estado limite último (correspondente ao colapso) podendo-se observar na Figura 19 que a laje fica dividida em 4 regiões, designadas como zonas rígidas A, B, C e D. Esta divisão provoca uma rotação em torno das linhas de rotura, causando momentos, e consequentemente o deslocamento das cargas aplicadas, sendo neste instante que o trabalho dissipado pela rotação é equiparado ao trabalho exercido pelas cargas sobre as regiões em movimento. Este fenómeno é designado como a teoria das linhas de rotura.

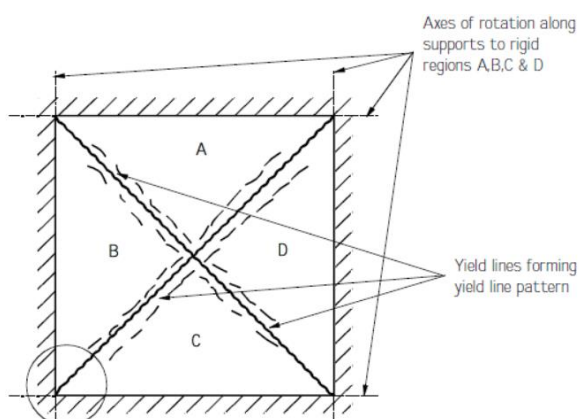


Figura 19 - Mecanismo de rotura numa laje armada nas duas direções, simplesmente apoiada, após a cedência da armadura inferior [41].

A teoria de linhas de rotura é permitida por alguns regulamentos, como por exemplo a norma BS 8110 do Reino Unido, ou o Eurocódigo 2 da Europa.

De acordo com o Eurocódigo 2, a teoria da linha de rotura é um método perfeitamente válido para ser utilizado por projetistas [41]. Na seção 5.6 do Eurocódigo 2 é determinado que só métodos de análise inelástica podem ser utilizados para verificar o estado limite último. Segundo o mesmo código, o método pode ser alargado a lajes planas, lajes nervuradas, lajes ocas e o canto amarração de forças e torção em bordos livres precisam ser contabilizados. Na seção 5.11.1.1 do EC2 inclui a linha de rotura como um método válido de análise de lajes planas.

2.4.2. Padrões de Linhas de Rotura

As linhas de rotura surgem nas áreas onde existe a concentração de tensões mais elevadas, e podem-se desenvolver de forma simétrica como se observou na Figura 19. A esta disposição de fendas dá-se o nome de padrão de rotura. Consoante o tipo de laje, a sua geometria, confinamento, distribuição e posição de armaduras e ainda de cargas, pode-se obter diferentes padrões, tal como se poderá observar mais adiante.

2.4.3. Distribuição de armadura

2.4.3.1. Lajes isotrópicas

Uma laje isotrópica é uma laje com a mesma resistência à flexão independentemente da sua direção, ou seja $m_x = m_y$, isto ocorre quando se tem a mesma quantidade de armadura inferior em ambas as direções, distribuídas a mesma profundidade de concepção, d.

2.4.3.2. Lajes ortotrópicas e transformações

Lajes ortotrópicas tem quantidades diferentes de armadura nas duas direções. Em muitas situações, não existe necessidade de colocar a mesma quantidade de armadura em ambas as direções, como é caso das lajes retangulares onde as cargas tem tendência a percorrer o caminho mais curto, e deste modo só é necessário colocar mais armadura nessa direção.

Quando se pretende analisar uma laje deste tipo deve ser feita uma transformação, devido à variação da armadura. Nestes a direção mais forte é assumida como tendo o momento resistente, m , e na direção mais fraca da laje é assumido como sendo μm .

O valor de μ é geralmente baseada nas quantidades relativas de armadura que o projetista pretenda utilizar, nas duas direções. Em uma transformação o μ e $\sqrt{\mu}$ são usados para modificar as dimensões e as cargas concentradas sobre a laje, de modo que a laje ortotrópica se transforma, e se possa tratar como uma laje isotrópica equivalente de dimensões e carga modificadas. Para valores de cargas distribuídas não é necessário efetuar uma transformação de adaptação ao cálculo, contudo as cargas pontuais e as lineares devem ser divididas por $\sqrt{\mu}$ na laje transformada.

2.4.4. Regras para a Determinação de Padrões de Rotura

Existe um conjunto de regras que ajudam a determinar um padrão de rotura, com o objetivo deste simular um comportamento próximo ao de uma laje quando se aproxima para o colapso. Consoante o padrão selecionado, pode-se de seguida determinar o momento crítico ou então a capacidade resistente máxima, sendo estes resultados mais ou menos conservativos consoante o refinamento do padrão.

Como tal, deve-se ter em atenção com algumas particularidades como:

- Cargas distribuídas só formam linhas de rotura retas, embora nem sempre a configuração definida por estas sejam a mais desfavorável à laje;
- Caso a laje seja encastrada em todo o seu contorno, ou então só em algumas arestas, deve-se formar linhas de roturas onde o apoio seja encastrado, linhas estas que correspondem aos momentos negativos;
- Entre zonas rígidas adjacentes as linhas de rotura devem passar pelo ponto de intersecção dos eixos de rotação das referidas zonas;
- Os eixos de rotação das diversas zonas divididas pelas linhas de rotura, devem coincidir com lados simplesmente apoiados, ou com lados encastrados ou então passam pelos pontos de apoio isolados;
- Quando têm apoios simples as linhas de rotura tendem a aproximar-se do apoio, ao contrário do apoio encastrado, onde tendem a afastar-se. Estas regras aplicam-se também quando existem pilares ou muros de suporte.

Chegando ao padrão ideal, basta especificar o ponto de deflexão máxima, sendo normalmente no ponto a partir da qual todas as rotações se intersejam. Nas figuras seguintes podem-se observar algumas das aplicações das regras anteriormente discutidas.

Na Figura 20 pode-se verificar uma laje retangular, que se encontra simplesmente apoiada em três bordos e encastrada no alinhamento 3-4, e também onde se encontram representados 3 casos possíveis de linhas de rotura que definem um determinado padrão válido.

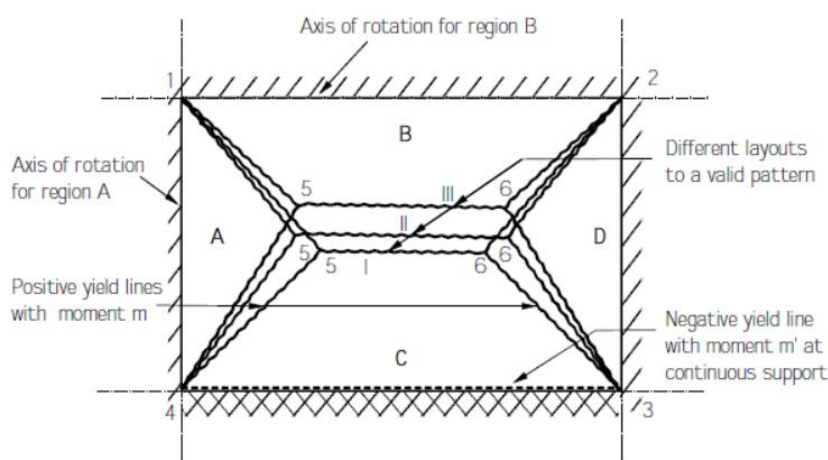


Figura 20 - Padrão de linhas de rotura possíveis para uma laje retangular armada nas duas direções [41].

Sabe-se que o alinhamento 5-6 corresponde ao ponto de deflexão máxima da laje, e como tal atribui-se o valor dessa deflexão igual a 1, e depois disso definem-se as rotações existentes em cada região. Com base nas regras mencionadas anteriormente, sabe-se que quando existem lados encastrados, as linhas de rotura têm tendência a afastar-se, como tal, pode-se observar que o padrão III tem grandes possibilidades de ser o mais correto. Salientando ainda que o alinhamento 5-6 encontra-se mais próximo do apoio do alinhamento 1-2, do que o apoio do alinhamento 3-4.

Atendendo à regra que impõe que as linhas de rotura entre regiões rígidas adjacentes devem passar pelo ponto de intersecção dos eixos de rotação dessas regiões, pode-se comprovar que o padrão III também cumpre este critério.

O alinhamento 1-5 passa através da intersecção dos eixos de rotação das regiões adjacentes A e B, e de modo semelhante o alinhamento de rotura 2-6 passa através da intersecção dos eixos de rotação das regiões adjacentes B e D. Assim o alinhamento 5-6 tem que cruzar os eixos de rotação das regiões adjacentes B e C no plano, de forma paralela aos eixos de rotação. Tendo em atenção aos fatores discutidos pode-se verificar que um padrão de rotura tal como está representado na Figura 21 está incorreto, pois o alinhamento de rotura 5-6 não desenvolve na diagonal.

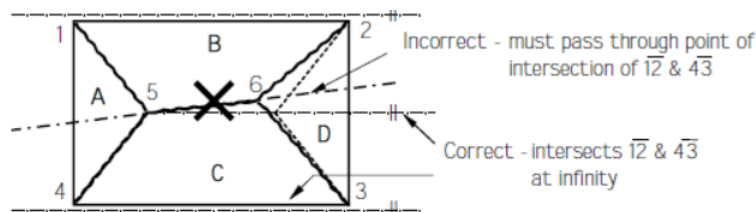


Figura 21 - Padrão de linhas de rotura incorreto de uma laje retangular armada nas duas direções [41].

2.4.5. Simplificações Gerais a Aplicar no Método de Trabalho

Em todos os padrões de rotura existe um ponto de deflexão máxima designado por δ_{\max} , o qual assume um valor que corresponde a 1. No caso de uma laje retangular, a deflexão máxima não se centra num ponto, mas sim num alinhamento consequente da linha de rotura, como é o caso na Figura 20, em relação ao alinhamento 5-6.

De um modo geral, a deflexão máxima é a mesma para todas as regiões de uma laje, ou seja δ_{\max} de uma região ($\delta_{\max} = 1$), e deste modo quando se efetua o cálculo da energia externa consumida designada por E, o deslocamento vertical resultante de um carregamento sobre uma determinada região pode ser simplesmente expressa como um fator de L_1/L_2 , onde:

- L_1 - Distância perpendicular da força resultante a partir do eixo de rotação da região;
- L_2 - Distância perpendicular para o local de δ_{\max} a partir do eixo de rotação da região.

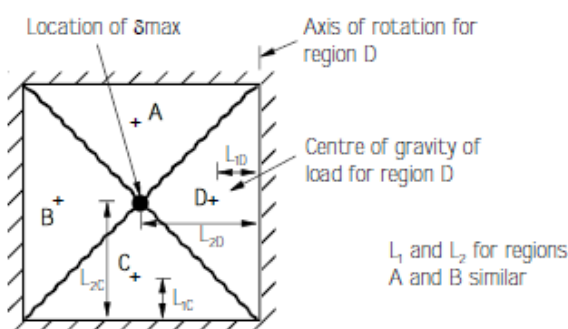


Figura 22 - Comprimentos L_1 e L_2 [41].

O eixo de rotação da região geralmente coincide com o bordo onde se encontra apoiada. Considerando que L_2 é um valor constante para todas as cargas sobre uma região, então a distância L_1 dependerá da localização do baricentro das cargas atuantes no interior dessa região. Deste modo resultam os seguintes valores de L_1/L_2 quando se tem presente a ação de cargas uniformemente distribuídas:

- 1/2 Para todas as regiões retangulares;
- 1/3 Para todas as regiões triangulares com ápice no ponto de deflexão máxima;
- 2/3 Para todas as regiões triangulares com ápice no eixo de rotação.

No cálculo da energia externa consumida, E , todas as cargas presentes nas áreas triangulares podem ser expressas como uma carga pontual, visto que todas induzem um igual deslocamento.

Para o cálculo da energia interna dissipada, nomeada por D , uma vez que um padrão de rotura seja definido, basta especificar a deflexão máxima num ponto a partir do qual todas as rotações podem ser definidas. Deste modo consegue-se determinar a rotação de uma região em torno do seu eixo de rotação, θ_i , através de $\delta_{\text{máx}}/L_2$, sabendo que $\delta_{\text{máx}}=1$.

2.4.6. Método de Trabalho

O Método de Trabalho – ou Método de Trabalho Virtual – é o método mais utilizado na teoria das linhas de rotura. A simplicidade e os múltiplos recursos que este método proporciona, e o facto de resolver diversas questões originou que vários autores o aplicassem e desenvolvessem para a determinação de novas fórmulas simplificadas. O princípio fundamental do método é equilibrar o trabalho realizado quer internamente e externamente.

Tabela 4 – Equações para o equilíbrio de energia [41].

Energia externa consumida pelas cargas		Energia interna dissipada pela rotação das linhas de rotura
Consumida	=	Dissipada
E (<i>Expended</i>)		D
$\Sigma (N \times \delta)$ para todas as regiões		$\Sigma (m \times l \times \theta)$ para todas as regiões

Onde:

- N – Carga (s) solicitada dentro de uma determinada região [kN];
- δ – Deslocamento vertical de uma carga (s) N em cada região expressa como uma fração de unidade [m];
- m – Momento em/ ou de resistência da laje por unidade de metro [kNm/m];
- l – Comprimento da linha de rotura ou o seu comprimento projetado sobre o eixo de rotação para esse região [m];
- θ – Rotação da região em torno do seu eixo de rotação [m/m].

Observando a Figura 23, uma laje quadrada numa vista axonométrica e sabendo que está armada nas duas direções e simplesmente apoiada, prestes a colapsar devido ao excesso de cargas distribuídas, pode-se verificar que:

- As regiões triangulares A, B, C e D têm rotação sobre as suas linhas de apoio;
- As cargas sobre as regiões mudaram verticalmente e a rotação ocorreu sobre as linhas de rotura e apoios;
- A carga uniformemente distribuída em cada uma destas regiões vai se mudar em média 1/3 da deflexão máxima.

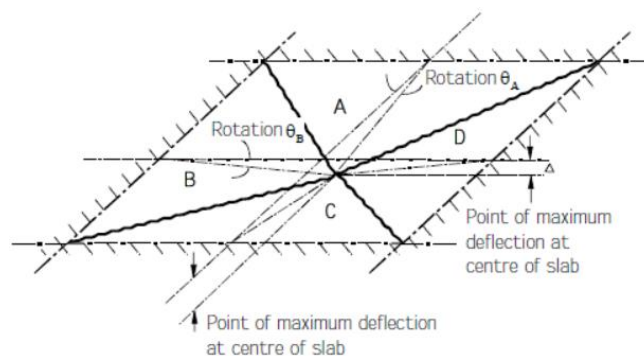


Figura 23 - Deformação da laje devido ao colapso [41].

2.4.6.1. Quantificação da Energia Consumida

A energia externa consumida, E , é calculada tendo em conta a resultante de cada tipo de carga, ou seja, se é uma carga distribuída, linear ou pontual, aplicada numa determinada região. Esta é multiplicada pelo deslocamento resultante na vertical como proporção da deflexão máxima. Por simplificação a deflexão máxima é assumida sendo igual a 1, e o deslocamento consequente da carga é expresso como uma fração da unidade. O somatório de toda a energia consumida pela laje é E . Em termos matemáticos, $E = \sum (N \cdot \delta)$ para cada região. Na Figura 24 pode-se observar um exemplo dos princípios de cálculo onde, cada região (da 1 à 8) tem cargas uniformemente distribuídas, contendo ainda uma carga pontual designada por P na região 1.

As áreas triangulares sombreadas são resultantes da carga uniformemente distribuída, onde o seu ponto de aplicação assume-se que se encontra a $1/3$ da distância desde da linha de apoio para a linha de deflexão máxima, EF . Para as áreas que não estão sombreadas assume-se que o seu ponto de aplicação encontra-se a meio dessa região (1 e 2), entre a linha de apoio e a linha EF . O deslocamento vertical resultante de todas as cargas iguala-se à deflexão máxima, determinando assim a energia externa consumida.

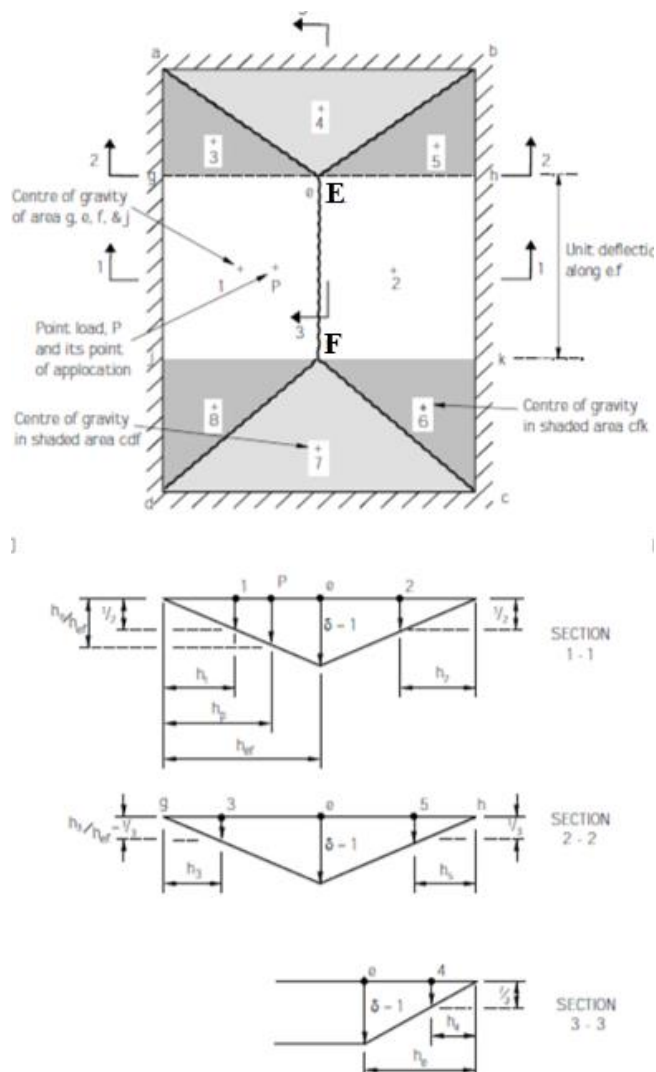


Figura 24 - Princípios de cálculo para energia externa consumida, E [41].

2.4.6.2. Quantificação da Energia Dissipada

A energia dissipada interna, D, é calculada através do comprimento projetado de cada linha de rotura em determinada região, sobre o eixo de rotação da mesma. Onde é multiplicada por o momento aplicado e ainda por ângulo de rotação dessa região. O somatório de toda a energia dissipada pela laje é D.

O comprimento de uma linha de rotura diagonal ou inclinada deve ser considerada individualmente segundo os eixos relevantes de rotação. O ângulo de rotação de uma região deve ser pequeno e expresso segundo $\delta_{\text{máx}}/\text{comprimento da linha}$, e é igualado à tangente do ângulo produzido pela deflexão da região. O comprimento é medido perpendicularmente ao eixo de rotação para o ponto máximo de deflexão daquela região [41]. Em termos matemáticos: $D = \Sigma (m \cdot l \cdot \theta)$ para cada região. Na Figura 25 pode-se observar uma laje isotrópica, onde se pretende demonstrar e aplicar os princípios de cálculo mencionados.

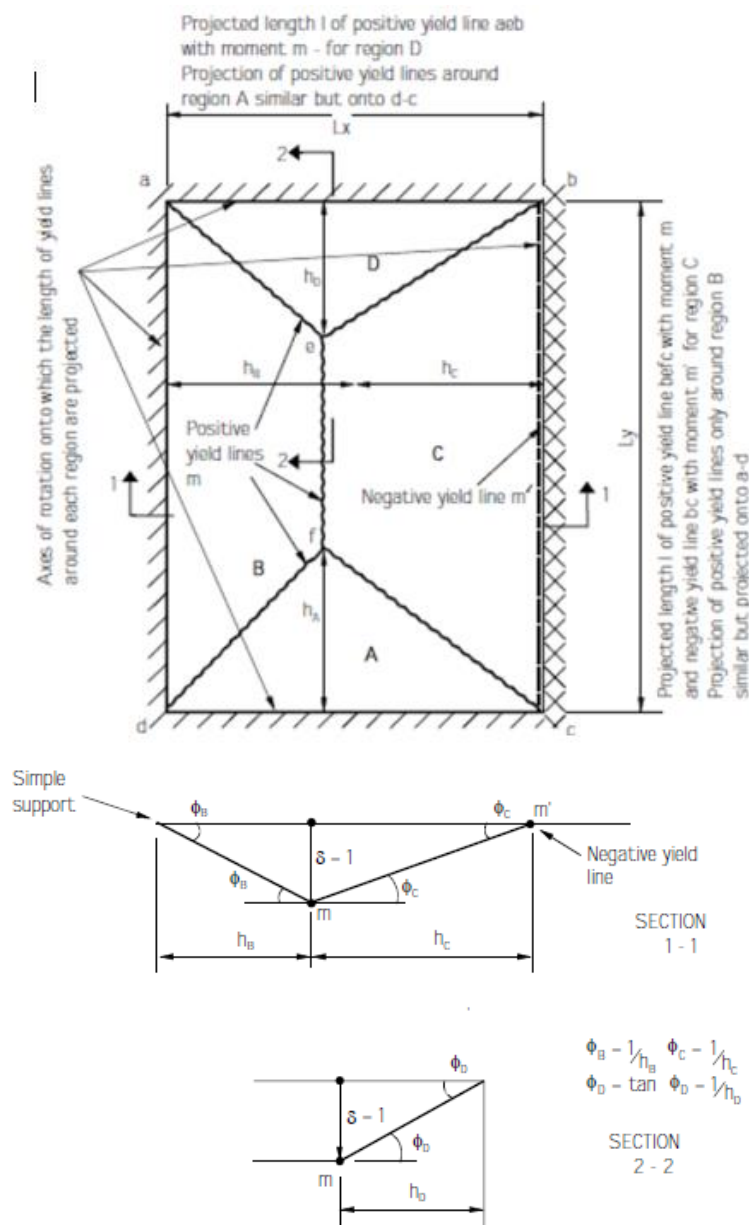


Figura 25 - Princípios de cálculo para energia interna dissipada, D [41].

Na Figura 25, os momentos positivos são designados por m , e estão aplicados em todas as fendas que definem o padrão de rotura da laje. O valor do momento depende da sua localização ao longo da fenda, e ainda da região onde se insere. Por exemplo, as linhas de rotura $[dfc]$ em torno da região A são projetadas segundo o eixo de rotação $[dc]$, e o seu momento positivo vai agravando consoante se afasta do eixo, atingindo o seu máximo no ponto $[f]$. Salienta-se ainda que o momento obtém um crescimento mais acentuado na linha $[df]$ do que na $[fc]$, devido à diferença de comprimento.

Na região C, os momentos positivos dão-se em $[befc]$ sobre o seu eixo de rotação $[bc]$, contudo como tem suporte contínuo vai surgir uma linha de rotura ao longo do apoio também com momentos negativos designados por m' . Como esta linha de rotura já se encontra sobre o eixo de rotação, o ângulo de rotação ϕ_c é igual a $1/h_c$. Um procedimento semelhante é aplicado a outras regiões. Só devem aparecer linhas de rotura com momentos negativos ao longo de apoios encastrados.

2.4.6.3. Equilíbrio das Energias

Respeitando os princípios fundamentais da física, onde citam que a energia não pode ser criada nem destruída, obriga a que a energia externa consumida seja equilibrada com a energia interna dissipada, $E = D$. Podendo-se deste modo determinar valores desconhecidos como o momento positivo, m , ou então a carga, N . Em certos padrões de rotura pode ser necessário recorrer a várias iterações de modo a determinar resultados mais precisos.

De modo a demonstrar o processo de equilíbrio da energia, encontram-se a seguir dois exemplos práticos com as suas devidas deduções. Na Figura 26 pode-se observar uma laje armada numa direção, simplesmente apoiada em duas arestas, e está carregada por uma carga uniformemente distribuída de valor “ n ” [kN/m²].

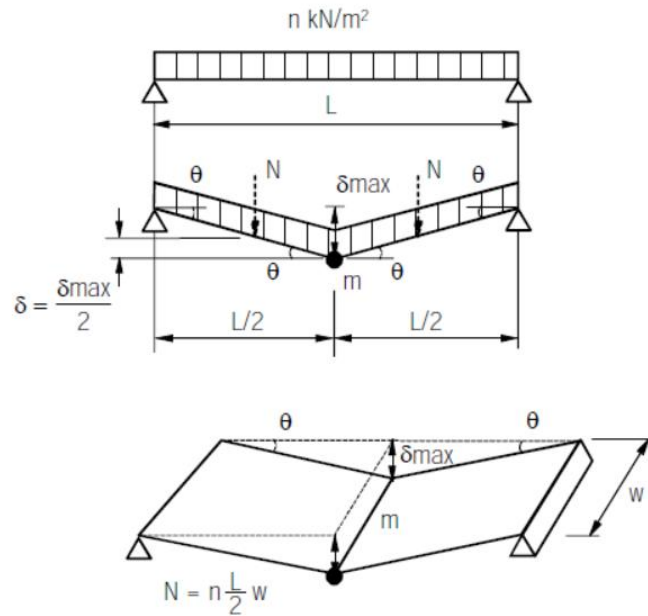


Figura 26 - Laje simplesmente apoiada armada numa única direção [41].

Atendendo ao anteriormente citado, inicia-se a resolução do problema com a aplicação das equações da Tabela 4 referentes às energias, substituindo de seguida alguns dos parâmetros representados na Figura 26 relativos à laje, nomeadamente a carga N , e a deflexão $\delta_{máx}$.

$$E = D \Leftrightarrow \sum (N \cdot \delta) = \sum (m \cdot l \cdot \theta) \Leftrightarrow 2 \cdot n \cdot \frac{L}{2} \cdot w \cdot \frac{\delta_{máx}}{2} = 2 \cdot m \cdot l \cdot \theta$$

Neste exemplo, o comprimento da linha de rotura projetada l sobre o eixo de rotação, como se pode observar é igual a w , que corresponde à largura da laje. E o ângulo θ , equivale a $\delta_{máx}/(L/2)$. Substituindo na fórmula obtém-se:

$$\Leftrightarrow \frac{2 \cdot n \cdot L \cdot w}{2} \cdot \frac{\delta_{máx}}{2} = 2 \cdot m \cdot w \cdot \frac{\delta_{máx}}{\frac{L}{2}}$$

De uma forma mais simplificada o resultado seria o seguinte:

$$\Leftrightarrow \frac{2 \cdot n \cdot L}{4} = \frac{4 \cdot m}{L} \Leftrightarrow m = \frac{n \cdot L^2}{8}$$

Deste modo obteve-se uma fórmula simplificada que é constantemente utilizada na engenharia, que fornece o momento máximo que existe não só numa laje, como também em outros elementos simplesmente apoiados.

Num segundo exemplo pode-se observar na Figura 27, uma laje armada nas duas direções, simplesmente apoiada, e carregada por uma carga uniformemente distribuída no valor de “n” [kN/m²], que vai aumentando gradualmente, assim como a espessura das fendas.

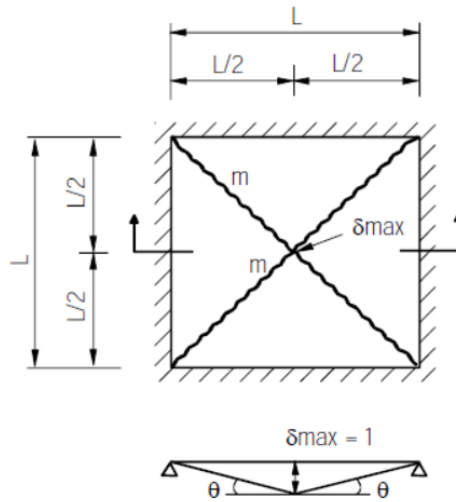


Figura 27 - Laje simplesmente apoiada armada nas duas direções já com o padrão de linhas de roturas definido [41].

Transformando a carga distribuída, por pontuais, e recorrendo às regras da página 23 para determinação da deflexão, executa-se o mesmo processo do exemplo anterior:

$$E = D \Leftrightarrow \sum (N \cdot \delta) = \sum (m \cdot l \cdot \theta) \Leftrightarrow 4 \cdot L \cdot \frac{L}{2} \cdot \frac{1}{2} \cdot n \cdot \frac{\delta_{máx}}{3} = 4 \cdot m \cdot L \cdot \frac{\delta_{máx}}{L/2}$$

Neste exemplo o comprimento da linha de rotura projetada l é medido para cada região paralelamente ao eixo de rotação, e como tal é igual a L . Substituindo na expressão obtém-se:

$$\Leftrightarrow \frac{4 \cdot n \cdot L^2}{12} = m \Leftrightarrow m = \frac{n \cdot L^2}{24}$$

A fórmula simplificada obtida é inúmeras vezes observada em vários estudos realizados por diferentes autores, que aplicaram o Método do Trabalho para analisar o comportamento de uma laje. Como se pode observar através da fórmula representada consegue-se determinar os momentos máximos, ou a capacidade mínima resistente de carga de uma laje.

No decorrer deste estudo vão surgir várias fórmulas simplificadas de diferentes autores, direcionadas a um determinado esquema estrutural e padrão de rotura, que foram calculadas através do Método de Trabalho, e serão utilizadas para a análise da presente dissertação.

2.5. FÓRMULAS A APLICAR NO CÁLCULO EXPERIMENTAL

Foi realizado uma vasta pesquisa de modo a adquirir o máximo de fórmulas simplificadas. Como tal, reuniu-se um conjunto de fórmulas simplificadas referente a diversos esquemas estruturais de diferentes autores, onde caracterizavam os seus confinamentos, nomeadamente o tipo de apoio ou ligação do bordo, e ainda o padrão de rotura resultante. Note-se que algumas das fórmulas encontradas direcionavam-se para um só esquema estrutural, nos quais umas possuíam simplificações iguais, mas também outras com simplificações e parâmetros necessários diferentes.

Numa primeira fase, elaborou-se um estudo numérico englobando todas as fórmulas adequadas para o estudo em questão. De forma a organizar a folha, as fórmulas foram repartidas segundo o seu confinamento, agrupando todas as que se dirigiam para um esquema em específico no mesmo sapador. O objetivo desta organização centra-se na análise de resultados das várias fórmulas para o mesmo esquema específico e também na sua facilidade de comparação, podendo-se retirar conclusões breves e verificar se existia discrepâncias elevadas entre os diferentes resultados. Fez-se ainda uma outra divisão relacionada com o número de bordos apoiados – três ou quatro – pois estes provocam padrões de rotura distintos, como se poderá observar nos esquemas apresentados nesta secção.

O confinamento de esquema estrutural é um fator muito importante para a sua resistência, de tal forma que por exemplo – um esquema estrutural encastrado possui o dobro da resistência em relação a um esquema simplesmente apoiado, como se poderá observar mais adiante. Desta forma ordenou-se de seguida todas as fórmulas segundo o seu confinamento, atendendo a sua resistência, do esquema estrutural simplesmente apoiado até ao encastrado. A resistência do painel de alvenaria sai de todas as fórmulas em $[kN/m^2]$, unidade relativa a capacidade máxima resistente q , que uma parede sustenta.

Numa segunda fase realizou-se uma análise aos resultados obtidos por cada fórmula, verificando se existia coerência consoante a melhoria do esquema estrutural – tipo de apoio – e a resistência obtida pelas fórmulas. Para um esquema estrutural com altura e comprimento iguais, simplesmente apoiado e com dois bordos encastrados, este deverá ter uma resistência inferior a um esquema idêntico mas com três bordos encastrados. Desta forma pode-se excluir as fórmulas que não apresentarem esta lógica de resultados.

Para finalizar foram selecionadas 17 esquemas estruturais diferentes, optando respetivamente para cada um deles as fórmulas que apresentavam resultados mais coerentes e conservativos. A seleção dos esquemas estruturais baseou-se nos modos de rotura mais comuns entre os diversos acidentes provocados por sismos.

Nesta secção vão estar representados apenas os esquemas selecionados, com as respetivas fórmulas e parâmetros necessários, explicando resumidamente cada um deles. No entanto também será apresentado as referências bibliográficas das restantes fórmulas de outros autores, com o intuito que possam ser úteis para futuros estudos relacionados com o tema desta dissertação. E como tal têm-se [\[42\]](#), [\[43\]](#), [\[44\]](#), [\[45\]](#), [\[46\]](#), [\[47\]](#), [\[48\]](#) e [\[49\]](#).

2.5.1. Nomenclaturas gerais para os esquemas estruturais e parâmetros comuns.

Devido às diferentes nomenclaturas de esquemas estruturais, fórmulas e ainda parâmetros característicos e geométricos assumidos pelos diversos autores, foi elaborado uma nomenclatura única. Tendo como objetivo uma maior facilidade de interpretação e análise ou comparação dos parâmetros a utilizar para os esquemas estruturais.

Na Figura 28 pode-se observar a nomenclatura geral dos esquemas estruturais, designando a simbologia utilizada consoante um determinado tipo de apoio e ainda outros aspetos referentes aos parâmetros geométricos:

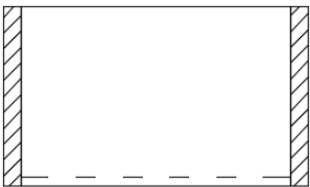

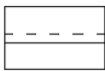

Esquema Estrutural	Símbolo	Designação Apoio
		Livre
		Simple
		Encastrado

Figura 28 - Nomenclatura do tipo de apoio possível num esquema estrutural.

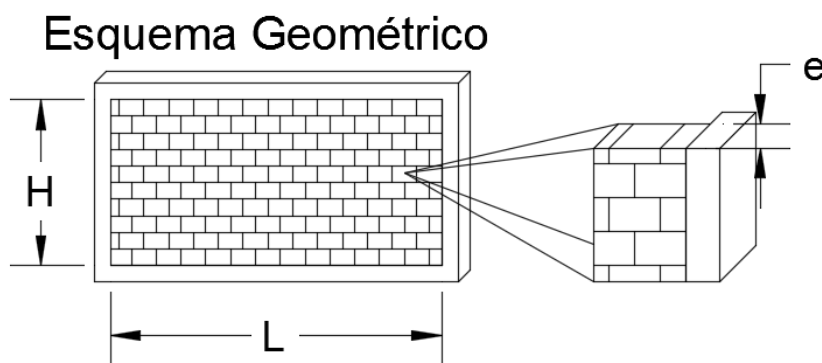


Figura 29 - Nomenclatura dos parâmetros geométricos de um painel de alvenaria.

Em relação aos parâmetros geométricos, que podem ser observados na Figura 29, são relativos à alvenaria, não contabilizando o confinamento ou pórtico onde esta se encontra inserida. Os parâmetros característicos estão relacionados com as propriedades físicas da parede e serão apresentados consoante o desenvolvimento do estudo. Relembro entretanto que esta nomenclatura é única e aplica-se em todos os cálculos e análises que vão aparecendo com o desenvolvimento da dissertação.

No cálculo da capacidade de carga resistente a variação do tipo de apoio, nomeadamente entre apoio simples e encastrado, é realizada pensando sempre no cenário mais crítico, deste modo define-se geralmente que o painel de alvenaria encontra-se simplesmente apoiado em todo o seu contorno. Em futuros estudos caso o painel de alvenaria encontre-se ligado à estrutura através de mecanismos mecânicos fixação ou então por outro tipo de reforço que garanta uma melhor ligação entre painel/pórtico, pode-se então definir para o cálculo que o painel encontra-se em todo o seu contorno ou nas zonas reforçadas encastrado.

Todos os parâmetros sofreram uma alteração devidos às suas diferentes nomenclaturas nas fórmulas simplificadas. Como tal pode-se observar a seguir a nomenclatura geral admitida para os diferentes parâmetros e a sua respetiva designação.

- q - Capacidade de carga resistente [kN/m²].
- H - Altura do painel alvenaria [m].
- L - Comprimento do painel alvenaria [m].
- m^{\parallel} - Momento resistente em relação a resistência à flexão paralela ao painel [kNm/m²], dado pela fórmula:

$$m^{\parallel} = \frac{f^{\parallel} \cdot 1000 \cdot e^2}{6} \quad (22)$$

- f^{\parallel} - Resistência à flexão paralela ao painel [N/mm²];
 - e - Espessura do painel alvenaria [m].
- m^{\perp} - Momento resistente em relação a resistência à flexão perpendicular ao painel [kNm/m²], dado pela fórmula:

$$m^{\perp} = \frac{f^{\perp} \cdot 1000 \cdot e^2}{6} \quad (23)$$

- f^{\perp} - Resistência à flexão perpendicular ao painel [N/mm²].
- l - Coeficientes de ortotropia e está relacionado com o fato de existir uma maior percentagem de armadura numa direção do que noutra, e é dado pela fórmula [1]:

$$l = \frac{m^{\perp}}{m^{\parallel}} \geq 1 \quad (24)$$

- μ - Segundo coeficiente de ortotropia, dado pela fórmula [2]:

$$\mu = \frac{f^{\parallel}}{f^{\perp}} \leq 1 \quad (25)$$

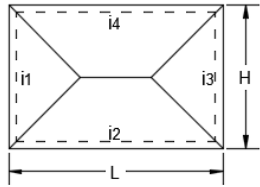
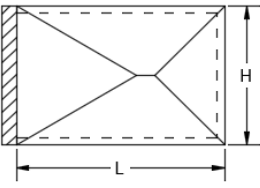
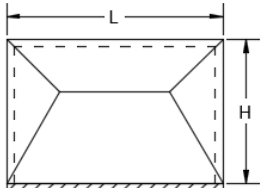
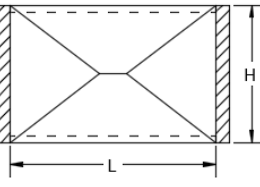
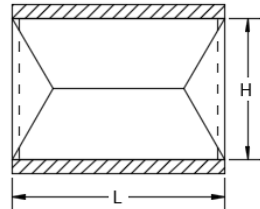
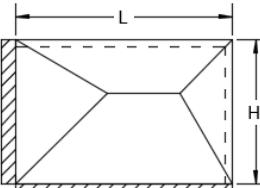
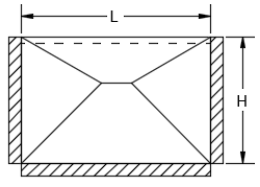
Os parâmetros e equações observados são os mais aplicados nas fórmulas que serão apresentadas. No entanto existem fórmulas onde é necessário recorrer a novas equações e parâmetros, e como tal serão designadas como “chamadas” na Tabela 5, ordenadas segundo as particularidades de cada fórmula.

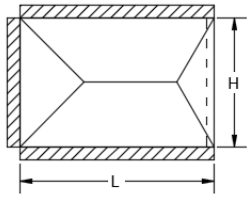
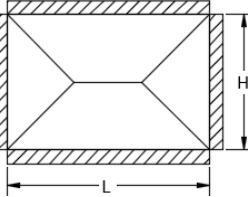
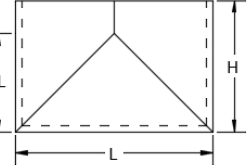
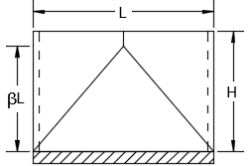
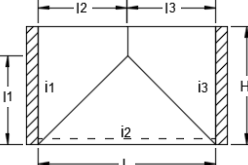
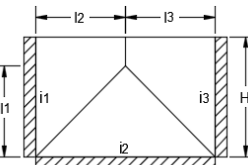
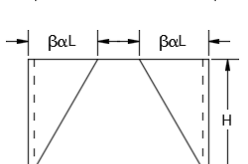
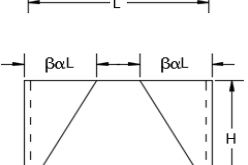
2.5.2. Fórmulas simplificadas para o cálculo da resistência.

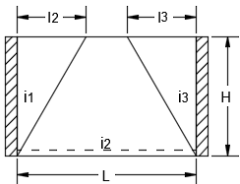
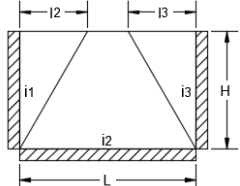
Na Tabela 5 observa-se os 17 esquemas estruturais selecionados para o estudo, com os diferentes padrões de rotura e respetivas fórmulas simplificadas para a determinação da capacidade de carga resistente q .

Os novos parâmetros e equações necessários para o cálculo encontram-se no Anexo A.

Tabela 5 – Esquemas estruturais e padrões de rotura, com a respetiva fórmula para o cálculo da carga máxima.

Esquemas Estruturais	Fórmula Simplificada – q [kN/m ²]	Autor
<p>1</p> 	$q = \frac{m^{\parallel} \cdot (2 \cdot H \cdot l + 2 \cdot L)}{\left(\frac{L}{4} - \frac{H}{12}\right) \cdot H^2}$	[50]
<p>2</p> 	$q = \frac{m^{\parallel} \cdot (4.31017 \cdot H \cdot l + 4 \cdot L)}{H \cdot \left(\frac{H \cdot L}{2} - 0.2278 \cdot H^2\right)}$	[50]
<p>3</p> 	$q = \frac{m^{\parallel} \cdot (3.4641 \cdot H \cdot l + 5.8867 \cdot L)}{H \cdot (0.4999 \cdot H \cdot L - 0.122 \cdot H^2)}$	[50]
<p>4</p> 	$q = \frac{m^{\parallel} \cdot (4.6188 \cdot H \cdot l + 4 \cdot L)}{H \cdot \left(\frac{H \cdot L}{2} - 0.2886 \cdot H^2\right)}$	[50]
<p>5</p> 	$q = \frac{m^{\parallel} \cdot (6.9282 \cdot H \cdot l + 8 \cdot L)}{H \cdot \left(\frac{H \cdot L}{2} - 0.0962 \cdot H^2\right)}$	[50]
<p>6</p> 	$q = \frac{m^{\parallel} \cdot (8 \cdot H_r \cdot L_r + 8 \cdot H_r^2 + 8 \cdot L_r^2)}{H_r^2 \cdot L_r^2}$	[41] 1*
<p>7</p> 	$q = \frac{m^{\parallel} \cdot (6.3094 \cdot H \cdot l + 5.8867 \cdot L)}{H \cdot (0.4999 \cdot H \cdot L - 0.2113 \cdot H^2)}$	[50]

Esquemas Estruturais	Fórmula Simplificada – q [kN/m ²]	Autor
<p>8</p> 	$q = \frac{m^{\parallel} \cdot (7.4641 \cdot H \cdot l + 8 \cdot L)}{H \cdot \left(\frac{H \cdot L}{2} - 0.1315 \cdot H^2 \right)}$	[50]
<p>9</p> 	$q = \frac{m^{\parallel} \cdot (8 \cdot H \cdot l + 8 \cdot L)}{H \cdot \left(\frac{H \cdot L}{2} - \frac{H^2}{6} \right)}$	[50]
<p>10</p> 	$q = \frac{m^{\perp} \cdot (\mu \cdot \alpha^2 + 4 \cdot k \cdot \beta)}{k \cdot L^2 \cdot \alpha^2 \cdot \left(\frac{\beta}{2} - \frac{\beta^2}{6} \right)}$	[51] 2*
<p>11</p> 	$q = \frac{m^{\perp} \cdot (\mu \cdot \alpha^2 + 2 \cdot k \cdot \beta)}{k \cdot L^2 \cdot \alpha^2 \cdot \left(\frac{\beta}{4} - \frac{\beta^2}{12} \right)}$	[51] 3*
<p>12</p> 	$q = \frac{m^{\perp} \cdot (8 \cdot H' \cdot L' + 8 \cdot H'^2 + 8 \cdot L'^2)}{H'^2 \cdot L'^2}$	[41] 4*
<p>13</p> 	$q = \frac{m^{\perp} \cdot (8 \cdot H' \cdot L' + 8 \cdot H'^2 + 8 \cdot L'^2)}{H'^2 \cdot L'^2}$	[41] 5*
<p>14</p> 	$q = \frac{m^{\perp} \cdot (\mu \cdot \alpha^2 \cdot \beta^2 + k)}{k \cdot L^2 \cdot \alpha^2 \cdot \left(\frac{\beta}{4} - \frac{\beta^2}{6} \right)}$	[51] 6*
<p>15</p> 	$q = \frac{m^{\perp} \cdot \left(\mu \cdot \alpha^2 \cdot \beta^2 + \frac{\beta \cdot \mu \cdot \alpha^2}{2} + k \right)}{k \cdot L^2 \cdot \alpha^2 \cdot \left(\frac{\beta}{4} - \frac{\beta^2}{6} \right)}$	[51] 7*

	Esquemas Estruturais	Fórmula Simplificada – q [kN/m ²]	Autor
16		$q = \frac{m^{\perp} \cdot 8 \cdot H^2}{h \cdot L_T \cdot H^2}$	[41] 8*
17		$q = \frac{m^{\perp} \cdot (2 \cdot h \cdot L_T + 8 \cdot H^2)}{h \cdot L_T \cdot H^2}$	[41] 9*

3

ESTUDO NUMÉRICO

Serão apresentadas algumas características dos parâmetros relativamente aos esquemas estruturais utilizados. Salienta-se que este capítulo será exclusivo à análise de aspetos a ter em conta no cálculo, deixando o aprofundamento e discussão os parâmetros utilizados para os seguintes capítulos. No final é apresentado um exemplo de tabela auxiliar para o cálculo da resistência, e ainda a tabela síntese global com todos os esquemas utilizados e os diferentes resultados de resistência consoante o esquema estrutural.

3.1 PARÂMETROS APLICADOS NO CÁLCULO

Os parâmetros geométricos estão relacionados com as dimensões do painel de alvenaria, excluindo os acréscimos impostos pelo pórtico. Neste capítulo todos os parâmetros geométricos são arbitrados, pois servem apenas para exemplificar o princípio de cálculo aplicado em estudo. Com o decorrer do relatório estes parâmetros serão alterados para as dimensões de paredes experimentais, de modo a verificar se as fórmulas apresentam resultados satisfatórios em relação aos resultados experimentais.

A proporção geométrica de um painel de alvenaria influencia bastante a capacidade de carga resistente e ainda a aplicação de alguns dos parâmetros em determinadas fórmulas. Consoante o aumento das dimensões de um painel de alvenaria a sua resistência irá diminuir, sendo o seu resultado ainda influenciado pela aplicação alternada de determinados parâmetros em função do aumento. Esta alternância é realizada pela resistência à flexão, que possui diferentes grandezas consoante a direção desejada. Observando a Figura 30 pode-se observar dois esquemas estruturais com diferentes configurações geométricas e de rotura relativamente a diferentes direções.

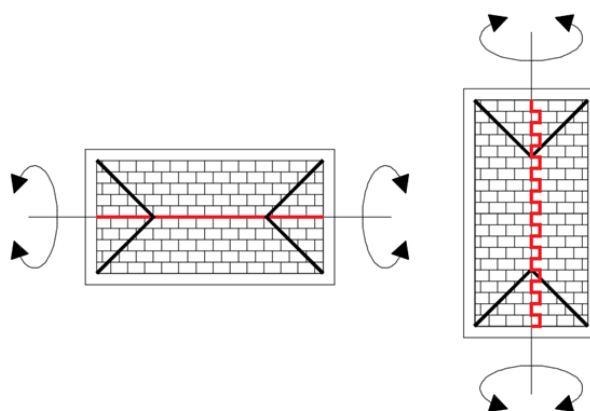


Figura 30 – Maior deformação tendo em conta as dimensões do painel de alvenaria.

No esquema à esquerda atendendo ao seu comprimento e a uma aplicação de cargas numa das faces do painel, a sua deformada dá-se paralelamente às juntas assentamento, fazendo consequentemente que as linhas de rotura se desenvolvam na horizontal. No segundo caso, a deformada surge mais facilmente na perpendicular às juntas de assentamento, e como tal as linhas de rotura também se propagam na direção de maior rigidez.

Desta forma as fórmulas de cálculo foram preparadas tendo em consideração estes aspetos, assumindo consoante as dimensões os seguintes critérios:

- Se $H > L$ na fórmula entra-se com o Momento Resistente referente à flexão perpendicular f^\perp , ou seja, em vez de se entrar com m^\parallel entra-se com m^\perp ;
- Se $H \leq L$ na fórmula entra-se com o Momento Resistente referente à flexão paralela f^\parallel , ou seja, permanece o m^\parallel .

Estes critérios têm por base atender às deformações e às diferentes resistências à flexão. No caso do painel ser simétrico, assumiu-se que dever-se-ia aplicar a resistência à flexão paralela de modo a ser o mais conservativo no cálculo da carga resistente. Esta direção é menos resistente face à resistência da flexão perpendicular, as respetivas direções podem-se observar na Figura 31.

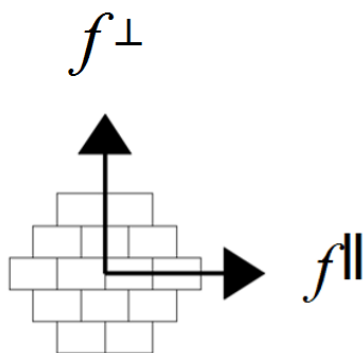


Figura 31 – Sentidos da resistência à flexão, perpendicular e paralela.

O valor da resistência à flexão é influenciada por todos os elementos constituintes de uma parede de alvenaria, desde os blocos, a argamassa, a aderência que consequentemente depende da sua qualidade de construção. Quanto maior for a tensão normal às juntas maior será a resistência.

Na generalidade dos edifícios construídos é frequente observar paredes realizadas com unidades de alvenaria de tijolo cerâmico furado, colocados com a furação na horizontal. Nesta tipologia podem admitir-se alguns fatores pelos quais existem diferenças entre as resistências paralelas e perpendiculares à junta de assentamento. Estas diferenças estão relacionadas com particularidades locais e globais. Localmente, pelo facto dos tijolos terem furação horizontal, a argamassa introduz melhores condições de solidarização entre tijolos dado que parte da massa durante a presa entra nos orifícios amarrando-os melhor, quando comparado com a amarração entre duas superfícies onde a resistência só depende da resistência à tração da ligação. Outro fator, mais global está com o efeito imbricamento, que é maior na direção perpendicular às juntas de assentamento. O imbricamento pode ser compreendido como a limitação de elementos volumétricos (neste caso tijolos) confinados numa determinada envolvente (aqui pórtico de betão armado) poder rodar livremente, fazendo aumentar a sua resistência para fora do plano da parede de alvenaria.

Acrescenta-se que da resistência perpendicular às juntas de assentamento, o imbricamento é ainda mais evidente dado a linha de rotura “dentada” (vertical) é maior, e o consequente atrito entre argamassa e tijolos nessa direção também pode atingir níveis superiores. O efeito é visualmente identificado no plano na Figura 33.

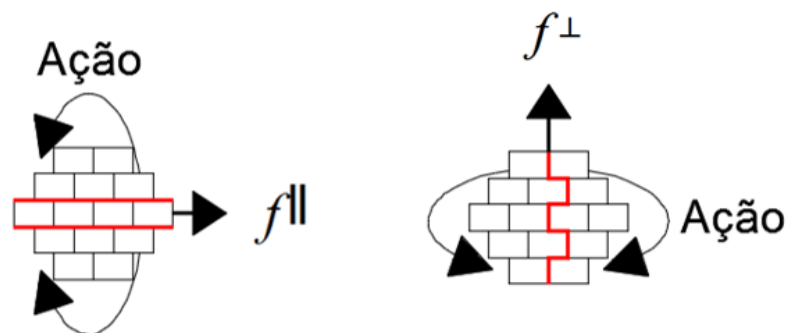


Figura 32 – Efeito de imbricamento no esquema à direita, alvenaria de tijolo cerâmico furado, colocados com a furação na horizontal.

Os valores correspondentes à resistência à flexão – perpendicular e paralela – foram retirados de um estudo [4] onde se realizaram diversos ensaios relativamente a diferentes tipos de painéis de alvenaria em escala reduzida. Entre os diversos resultados da resistência à flexão para diferentes tipologias construtivas, deu-se ênfase aos resultados referentes aos painéis de alvenaria simples. Esta tipologia é a que mais se enquadra com as paredes que foram ensaiadas no laboratório da FEUP, induzindo resultados mais conservativos para as análises a realizar. Os resultados desses ensaios podem-se observar na Tabela 6.

Tabela 6 - Resumo das características determinadas nos ensaios de flexão [4].

Tipo de provetes	Resistência à flexão	
	$f_{x1,média}$ [N/mm ²]	$f_{x2,média}$ [N/mm ²]
Simples	0,145	0,501
Reboco Simples	0,494	0,740
Reboco Armado	0,662	1,848
Junta Horizontal	0,540	1,460

Verifique-se que f_{x1} é relativo à flexão paralela e f_{x2} é relativo à flexão perpendicular. No capítulo seguinte realizar-se-á uma calibração da resistência à flexão baseando-se nos resultados experimentais em paredes de alvenaria. Os valores da resistência à flexão mencionada serão aplicados em todas as análises realizadas nos seguintes capítulos.

As resistências à flexão entram em todas as fórmulas nos Momentos Resistentes, como já referido nesta secção, alteram consoante a geometria do painel de alvenaria, e também são aplicadas nos coeficientes de ortotropia. Consoante os esquemas estruturais os parâmetros designados por coeficiente de ortotropia intercalam entre os parâmetros l e μ , possuindo cada um deles valores diferentes a aplicar no cálculo mas no entanto ambos têm a mesma função.

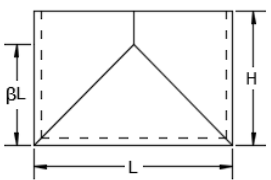
A diferença de grandeza entre parâmetros está relacionado com as diferentes experiências e nomenclaturas de cada autor. O coeficiente de ortotropia l , que é aplicado nos esquemas estruturais de 1 a 9 com exceção do esquema 6, sofreu uma alteração devido à sua aplicação em lajes, pois tinha em consideração o fato de uma laje ser armada com maior percentagem de aço na direção correspondente ao menor vão e a disposição da laje encontra-se com maior altura do que o comprimento. De modo a aplicar a fórmula nos painéis de alvenaria para a elaboração do estudo, alterou-se a disposição da laje respeitando os princípios definidos pelo autor. De tal modo que ao rodar a laje, a direção mais resistente – com maior percentagem de aço – iria coincidir com a direção menos resistente do painel de alvenaria. Ao corrigir este fator obteve-se uma nova equação do coeficiente ortotrópico. Em relação ao coeficiente ortotrópico μ , não foi necessário nenhuma transformação, sendo apenas necessário aplicar a raiz quadrada, $\sqrt{\mu}$, no esquema 6 devido ao seu tipo de confinamento. Apesar de considerar-se para o estudo este tipo de esquema estrutural, a probabilidade de que ocorra ou exista este tipo de confinamento é muito reduzida.

A disposição e construção dos esquemas estruturais com os respetivos padrões de rotura teve-se em conta a construção mais comum na generalidade das paredes de alvenaria. E como tal, todos os esquemas estruturais foram realizados tendo em consideração que o comprimento é maior que a altura dos esquemas de painel em estudo. O ângulo das linhas de rotura que se podem observar em cada esquema também atendem a alguns critérios:

- Entre dois apoios do mesmo tipo a inclinação da linha de rotura será de 45°;
- Entre dois apoios diferentes a inclinação da linha de rotura será de 60°, a partir do apoio encastrado quando o outro é simplesmente apoiado.

Este critério foi fundamentado a partir dos estudos de outros autores [50]. Em relação aos módulos de elasticidade foram utilizados valores por defeito em ambos iguais a 1, uma vez que destes parâmetros resulta um rácio que apenas é aplicado em 4 dos 17 esquemas estruturais (esquemas 10, 11, 14 e 15). No entanto, caso se pretenda elaborar um estudo englobando a variação do módulo de elasticidade, bastará alterar na tabela de *input* de valores que os resultados das resistências segundo os esquemas mencionados vão ter em conta essa variação. Na Tabela 7 pode-se observar um esquema estrutural onde é aplicado os módulos de elasticidade, a variação do módulo de elasticidade, k , deverá ser menor que 1, critério referente ao coeficiente de ortogonalidade definido no estudo [51].

Tabela 7 – Esquema exemplo tendo em consideração a variação dos módulos de elasticidades em ambas as direções.

10	Dimensões da Parede			Fórmula(s)	Resistência à Flexão				
	H=	2	m		$f^{\perp}=$	0,501	N/mm ²		
	L=	2	m		$f^{\parallel}=$	0,145	N/mm ²		
	e=	0,15	m		Momentos Resistentes Flexão				
				$\mu = \frac{f^{\perp}}{f^{\parallel}}$	$k = \frac{E^{\perp}}{E^{\parallel}}$	$\alpha = \frac{H}{L}$	$m^{\perp}=$	1,879	kN.m/m ²
				$m^{\parallel}=$	0,544	kN.m/m ²			
				Relação Resistência à Flexão					
				$\mu=$	0,2894	≤1			
				Relação Módulos Elasticidade					
				k=	1,000	≤1			
				Ângulos					
				$\alpha=$	1,000				
				$\beta=$	0,399				
				Carga máxima					
				q=	5,12	kN/m ²			

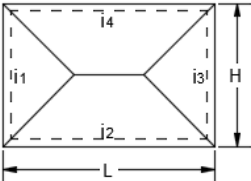
3.2 FERRAMENTA PARA ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE PAINÉIS DE ALVENARIA

Foi elaborada uma tabela síntese que contém todos os esquemas em estudo, demonstrando respectivamente a carga máxima que um painel de alvenaria sustenta. A carga máxima é calculada em tabelas auxiliares. Esta separação tem como objetivo atender a uma maior facilidade de interpretação e leitura de resultados caso a folha seja utilizada para futuros estudos.

As tabelas auxiliares para a realização do cálculo da resistência de um painel foi realizada com o intuito de poder-se observar os resultados associados a cada parâmetro. Desta forma podem efetuar-se análises e comparações entre os diferentes parâmetros, discutindo cada um deles consoante a resistência que deles resulte.

Na Tabela 8 observa-se uma das tabelas auxiliares desenvolvidas.

Tabela 8 – Tabela auxiliar de cálculo relativa ao esquema tipo.

Esquemas Padrões de Rutura				Fórmula(s)		Resultados	
1	Dimensões da Parede			$l = \frac{m^{\perp}}{m^{\parallel}}$	Resistência à Flexão		
	H=	2	m		$f^{\perp}=$	0,501	N/mm2
	L=	2	m		$f^{\parallel}=$	0,145	N/mm2
	e=	0,15	m		Momentos Resistentes Flexão		
				$q = \frac{m^{\parallel}(2Hl+2L)}{\left(\frac{L}{4}-\frac{H}{12}\right)H^2}$	$m^{\perp}=$	1,879	kN.m/m2
					$m^{\parallel}=$	0,544	kN.m/m2
					Relação Momentos Resistentes		
					I=	3,4552	≥ 1
				Carga máxima			
				q=	7,27	kN/m2	

As tabelas estão numeradas e ordenadas pela mesma sequência de esquemas da tabela 5, e que os parâmetros apresentados podem alterar ou aumentar consoante o esquema estrutural.

Tendo em conta a quantidade de tabelas e parâmetros existentes, elaborou-se a Tabela 9 de *input* que contém diferentes parâmetros, físicos e geométricos. A principal função da tabela é proceder à alteração de todos os parâmetros de forma automática, e consequentemente efetuar os cálculos para o estudo de um determinado painel de alvenaria atendendo as diferentes possibilidades apresentadas de uma forma mais rápida.

Tabela 9 – Tabela de *input* de dados para o cálculo.


















Input de valores para o cálculo									
Dimensões da Parede			Resistência à Flexão			<div><div>f^{\perp} e E^{\perp}</div><div>Perpendicular às juntas</div></div> <div><div>f^{\parallel} e E^{\parallel}</div><div>Paralelo às juntas</div></div>			
H=	2	m	$f^{\perp}=$	0,501	N/mm2				
L=	2	m	$f^{\parallel}=$	0,145	N/mm2				
e=	0,15	m							
Área =	4	m2	Módulos Elasticidade						
			$E^{\perp}=$	1,000	Gpa				
			$E^{\parallel}=$	1,000	Gpa				

A introdução e alteração de dados é realizada em todas as tabelas nas zonas que se encontram sombreadas a cinzento-claro.

A tabela síntese que se encontra representada na Tabela 10 surge a seguir à tabela de *input* com o intuito de se poder observar os resultados de cada esquema estrutural face aos valores aplicados em cada parâmetro para a análise.

Na Tabela 10 pode observar-se os resultados síntese, apresentando todos os esquemas estruturais com a respetiva capacidade de carga resistente. Como já foi mencionado, todos os valores de cargas apresentados são calculados em tabelas auxiliares, e os parâmetros aplicados nestas tabelas são influenciados pelos dados inseridos na tabela de *input* de valores. Desta forma obteve-se uma folha de cálculo de fácil interpretação, e ainda de rápida execução de cálculo. Caso seja necessário analisar cada parâmetro utilizado, basta recorrer às tabelas auxiliares de um determinado esquema, pois como já foi referido encontram-se apresentados todos os parâmetros de forma detalhada.

Tabela 10 – Tabela síntese de resultados.

1		Carga [kN/m ²] q= 7,27	7		Carga [kN/m ²] q= 12,46	13		Carga [kN/m ²] q= 13,15
2		Carga [kN/m ²] q= 9,43	8		Carga [kN/m ²] q= 12,46	14		Carga [kN/m ²] q= 5,72
3		Carga [kN/m ²] q= 9,43	9		Carga [kN/m ²] q= 14,54	15		Carga [kN/m ²] q= 6,20
4		Carga [kN/m ²] q= 10,75	10		Carga [kN/m ²] q= 5,12	16		Carga [kN/m ²] q= 12,31
5		Carga [kN/m ²] q= 10,75	11		Carga [kN/m ²] q= 5,81	17		Carga [kN/m ²] q= 13,87
6		Carga [kN/m ²] q= 10,01	12		Carga [kN/m ²] q= 11,11			

4

AVALIAÇÃO DA FORMULAÇÃO – RESISTÊNCIA/APOIOS

Neste capítulo desenvolve-se uma análise/calibração de modo a perceber qual o grau de importância e variação da resistência à flexão. Este estudo tem por objetivo verificar se o valor da resistência à flexão gera resultados satisfatórios entre os diferentes esquemas selecionados para o estudo, e ainda qual o aumento necessário para atingir a capacidade de carga máxima real para um determinado painel de alvenaria.

Como tal, recorrer-se-á aos resultados experimentais de ensaios no laboratório LESE/FEUP em paredes de alvenaria, inserido no projeto de investigação RetroInf. Neste projeto foram ensaiados 3 painéis de alvenaria à escala real, todos com a mesma geometria, variando apenas o confinamento e a solicitação de cargas, inseridos num pórtico de betão armado.

Os dois primeiros ensaios foram submetidos a ações diferentes na direção fora do plano – ação monotónica e o outro a uma ação cíclica – em painéis de alvenaria com distintos tipos de confinamentos. O terceiro ensaio numa primeira fase esteve sujeito a solicitações na direção do plano e de seguida numa segunda fase a solicitações para fora do plano. Tendo em conta a esta variação não se utilizaram os resultados referentes ao terceiro ensaio, uma vez que para o estudo são necessários resultados consequentes de solicitações para fora do plano em paredes de alvenaria sem dano prévio. O facto do terceiro estar sujeito a ações nas duas direções – no plano e depois fora do plano – provocou uma fragilização das ligações entre o painel de alvenaria e o pórtico, provocando consequentemente que os resultados referentes a solicitação fora do plano obtivessem uma resistência menor.

4.1. ENSAIOS EXPERIMENTAIS NO LABORATÓRIO FEUP

Na Figura 33 observa-se um pórtico de betão armado de geometria representada, com classes de betão C20/25 e armaduras A400. O painel de alvenaria foi executado com tijolos cerâmicos furados, de dimensão 30x20x15 cm colocados com a furação na horizontal sob juntas de assentamento em argamassa. Para o projeto de investigação RetroInf foram construídos painéis de alvenaria de enchimento de geometria constante, 2,30 m de altura por 4,20 m de comprimento.

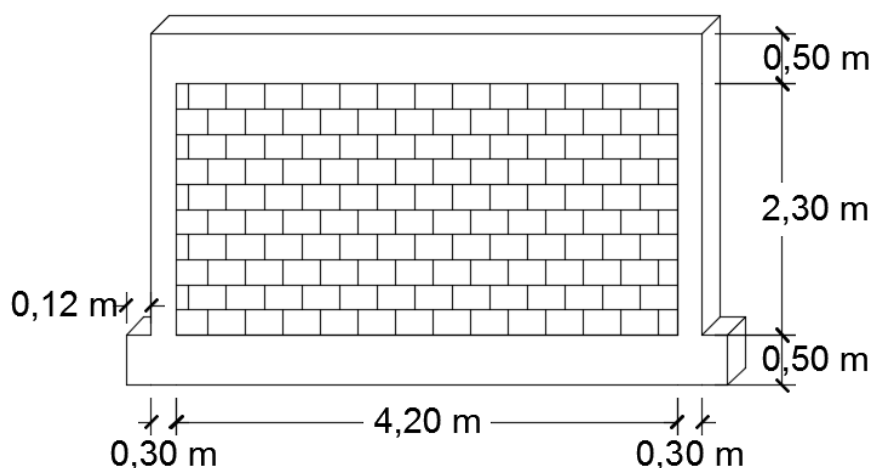


Figura 33 – Visão geral do pórtico de betão armado para os ensaios experimentais.

Na Figura 33 observa-se o esquema tipo geometricamente cotado das duas paredes ensaiadas a solicitações fora do seu plano. Como foi mencionado a diferença entre os ensaios é relativo ao seu tipo de confinamento, onde a variação foi realizada através da aplicação de cargas pontuais no pórtico. No primeiro ensaio foram aplicadas cargas pontuais verticais no topo dos pilares, com o intuito de reforçar a ligação, condicionando os bordos laterais de modo a que obtivessem um funcionamento aproximado ao de um apoio encastrado.

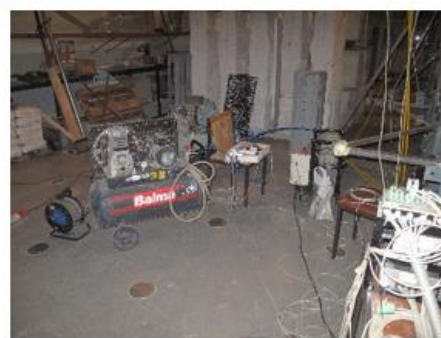
No segundo ensaio não se recorreu à aplicação de cargas nos pilares. Os carregamentos realizados na superfície da alvenaria para cada ensaio foram transmitidas através de *airbags* insufláveis ajustados ao painel. Um exemplo da infraestrutura aplicada para a transmissão destas cargas pode ser observada num conjunto de imagens de elementos diferentes apresentadas na Figura 34, sintetizando o sistema de aplicação de cargas e os respetivos acessórios de ar comprimido.



a) Vista Geral



b) Airbags



c) Sistema de ar comprimido

Figura 34 – Infraestrutura de transmissão de cargas [32].

As cargas aplicadas para cada ensaio foram exercidas de forma diferente, pois no primeiro ensaio foi aplicado um carregamento monotónico, ou seja, uma carga que aumenta constantemente até à ocorrência do colapso ou danos elevados no painel de alvenaria. No segundo ensaio foi aplicado um carregamento cíclico, ou seja, as cargas exercidas são aplicadas em vários ciclos aumentando a força aplicada sobre o painel consoante o número de ciclos. Cada ciclo exerce uma dada carga até uma determinada força e depois descarregada para iniciar-se outro ciclo, incrementando a carga em cada ciclo. Este processo dá-se sucessivamente até ao colapso do painel de alvenaria.

Na Figura 35 observa-se os resultados dos ensaios realizados em cada painel tendo em conta o tipo de carregamento. Na Figura 36 são representações os padrões de rotura experimentais resultantes de ambos os ensaios experimentais.

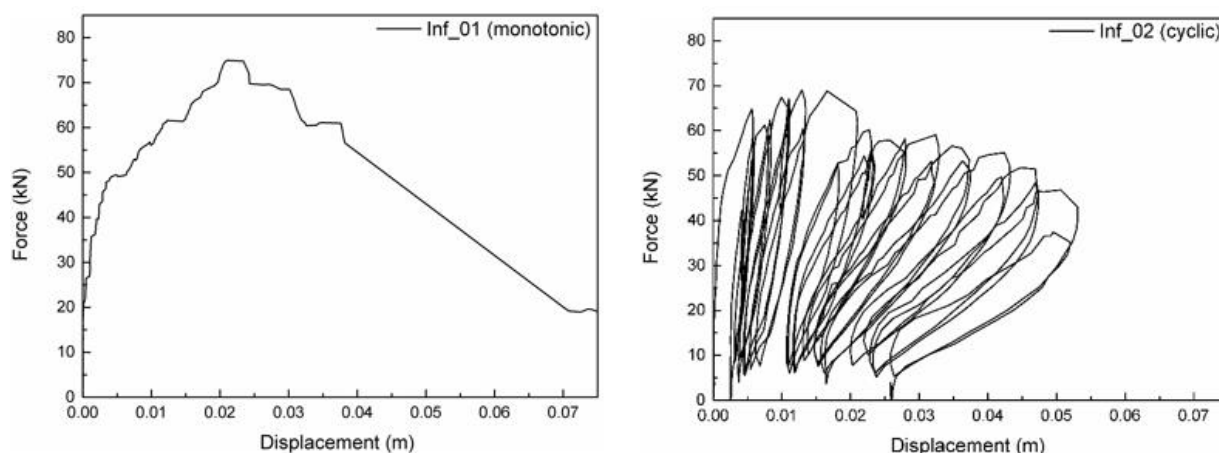


Figura 35 – Resultados relativos ao ensaio de cada painel de alvenaria [52].

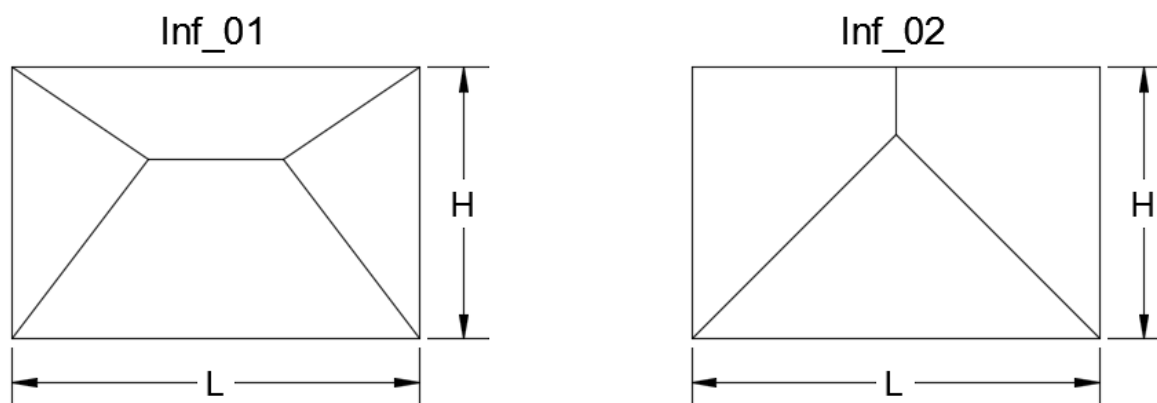


Figura 36 – Padrões de rotura resultante em cada ensaio.

Na Figura 36 observa-se no primeiro ensaio (Inf_01) a capacidade de carga máxima obtida foi aproximadamente de 75 kN, que dividida pela respetiva área ao painel de alvenaria de $9,66 \text{ m}^2$ obtém uma carga máxima aproximada de $7,66 \text{ kN/m}^2$. No segundo ensaio, tendo em conta que o painel de alvenaria não obteve nenhum melhoramento, pode-se constatar que o seu padrão de rotura se aproximou a um esquema de confinamento onde existe pelo menos um bordo livre no topo do painel. E a capacidade de carga máxima obtida pelo carregamento cíclico foi aproximadamente de 70 kN, ou seja de $7,25 \text{ kN/m}^2$.

4.2. PARÂMETROS E PRINCÍPIO DE CÁLCULO

Como tal os parâmetros geométricos correspondem às dimensões referentes apenas ao painel de alvenaria – excluem-se os acréscimos impostos pelo pórtico – e estes valores são idênticos em todos os resultados apresentados nesta análise:

- Altura (H) = 2,30 m
- Comprimento (L) = 4,20 m
- Espessura (e) = 0,15 m

Para a resistência à flexão foram aplicados os valores referentes às paredes de alvenaria simples sem reboco que estão presentes no estudo [4]:

- $f^{\parallel} = 0,145 \text{ N/mm}^2$
- $f^{\perp} = 0,501 \text{ N/mm}^2$

Estes parâmetros são resultantes de ensaios em painéis de alvenaria com características materiais idênticas aos ensaios discutidos, alterando apenas o fator geométrico. A aplicação destes valores diminui a incerteza face à resistência à flexão. De referir que, à exceção da resistência à flexão, todos os cálculos efetuados têm os restantes parâmetros iguais, a análise em estudo tem como objetivo determinar se a resistência optada oferece resultados satisfatórios face aos ensaios em estudo, ou então qual o aumento necessário para atingir esses fins.

Para realizar a análise/calibração foram construídas duas tabelas de cálculo diferentes atendendo aos padrões de rotura observados na Figura 36 consequente de cada ensaio. Na primeira tabela são representados os esquemas – do 1 ao 9 – que melhor caracterizam o padrão de rotura obtido no primeiro ensaio. Na segunda tabela procedeu-se do mesmo para dos esquemas 10 ao 17 devido ao padrão de rotura resultante no segundo ensaio.

Cada esquema tem representado o resultado da capacidade de carga máxima atendendo apenas à variação da resistência à flexão, pois os restantes parâmetros são constantes. A variação da resistência é realizada através do aumento proporcional das resistências à flexão em ambas as direções – paralela e perpendicularmente às juntas de assentamento.

4.3.DISSCUSSÃO DOS RESULTADOS

Para cada tabela apresentada – nas tabelas 11 e 12 – encontram-se representadas várias iterações em relação ao aumento proporcional, demonstrando o resultado da capacidade de carga máxima resistente do painel de alvenaria consoante a variação optada. Assim, desta forma, pode-se observar com maior detalhe a importância da resistência à flexão para diferentes esquemas, podendo compará-los e analisar a relação entre a resistência e o confinamento.

Analisando a tabela 11 que está relacionada com o primeiro ensaio, pode-se concluir que face ao confinamento utilizado e à carga máxima resultante, os esquemas que mais se aproximam ao ensaio em estudo são os esquemas 4, 5, 7 e 8. Verificando ainda que para obter a carga máxima do primeiro ensaio de 7,76 kN/m² foi necessário aumentar a resistência à flexão nominal entre 50 a 100 [%] em determinados esquemas. Esta variação elevada pode ser consequente das propriedades dos materiais assumidos para o cálculo.

A nível da relação de resistência e confinamento, pode-se observar na tabela 11 que consoante o melhoramento do esquema de confinamento, menor é o desvio face ao aumento da resistência necessária, o que demonstra um comportamento satisfatório das fórmulas simplificadas. O fato de alguns esquemas apresentarem menor resistência do que seria normal, o mesmo depende de outros fatores e parâmetros – altura, comprimento, espessura, entre outros – que serão discutidos noutra capítulo.

A tabela 12 está relacionada com o segundo ensaio e pode-se observar que face ao padrão de rotura obtido no mesmo, os esquemas que mais se aproximam ao ensaio em estudo são os esquemas 10, 11, 12 e 13. Contudo é de mencionar que o esquema 13 é o que apresenta melhores resultados face ao confinamento e à capacidade de carga resultante, sendo apenas necessário 50 % do aumento de ambas as resistências à flexão para se aproximar aos 7,25 kN/m² obtidos no ensaio.

Tabela 11 – Tabela de cálculo face ao primeiro ensaio (Inf_01).

Tabela 12 –

Parede Simples			Inter.	18,00	Inter.	14,00	Inter.	17,00	Inter.	11,00	Inter.	7,00	Inter.	12,00	Inter.	7,00	Inter.	6,00	Inter.	4,00
			Esquema [1]		Esquema [2]		Esquema [3]		Esquema [4]		Esquema [5]		Esquema [6]		Esquema [7]		Esquema [8]		Esquema [9]	
Δacresc.	Resistência à Flexão																			
10,0%	f^+	f^{\perp}																		
Inicial	0,5010	0,1450	2,91		3,33		2,95		3,83		4,85		3,66		4,77		5,31		5,82	
10%	0,5511	0,1595	3,20		3,66		3,25		4,21		5,34		4,03		5,25		5,84		6,40	
20%	0,6012	0,1740	3,49		4,00		3,54		4,60		5,82		4,39		5,72		6,38		6,98	
30%	0,6513	0,1885	3,78		4,33		3,84		4,98		6,31		4,76		6,20		6,91		7,56	<
40%	0,7014	0,2030	4,07		4,66		4,13		5,36		6,79		5,12		6,68		7,44		8,15	
50%	0,7515	0,2175	4,36		4,99		4,43		5,74		7,28		5,49		7,15		7,97		8,73	
60%	0,8016	0,2320	4,65		5,33		4,72		6,13		7,76	<	5,85		7,63	<	8,50		9,31	
70%	0,8517	0,2465	4,95		5,66		5,02		6,51		8,25		6,22		8,11		9,03		9,89	
80%	0,9018	0,2610	5,24		5,99		5,31		6,89		8,73		6,59		8,58		9,56		10,47	
90%	0,9519	0,2755	5,53		6,33		5,61		7,28		9,22		6,95		9,06		10,10		11,06	
100%	1,0020	0,2900	5,82		6,66		5,91		7,66		9,70	<	7,32		9,54		10,63		11,64	
110%	1,0521	0,3045	6,11		6,99		6,20		8,04		10,19		7,68	<	10,01		11,16		12,22	
120%	1,1022	0,3190	6,40		7,33		6,50		8,42		10,67		8,05		10,49		11,69		12,80	
130%	1,1523	0,3335	6,69		7,66	<	6,79		8,81		11,16		8,42		10,97		12,22		13,38	
140%	1,2024	0,3480	6,98		7,99		7,09		9,19		11,64		8,78		11,45		12,75		13,96	
150%	1,2525	0,3625	7,27		8,32		7,38		9,57		12,13		9,15		11,92		13,28		14,55	
160%	1,3026	0,3770	7,56		8,66	<	7,68		9,96		12,61		9,51		12,40		13,81		15,13	
170%	1,3527	0,3915	7,86	<	8,99		7,97		10,34		13,10		9,88		12,88		14,35		15,71	
180%	1,4028	0,4060	8,15		9,32		8,27		10,72		13,58		10,25		13,35		14,88		16,29	
190%	1,4529	0,4205	8,44		9,66		8,56		11,10		14,07		10,61		13,83		15,41		16,87	
200%	1,5030	0,4350	8,73		9,99		8,86		11,49		14,55		10,98		14,31		15,94		17,46	

face ao segundo ensaio (Inf_02).

Tabela de cálculo

Parede Simples				Inter.	13	Inter.	11	Inter.	12	Inter.	6	Inter.	9	Inter.	9	Inter.	11	Inter.	7
				Esquema	[10]	Esquema	[11]	Esquema	[12]	Esquema	[13]	Esquema	[14]	Esquema	[15]	Esquema	[16]	Esquema	[17]
$\Delta[\%]$	Resistência à Flexão	f^{\perp}	f^{\parallel}	Carga última		Carga última		Carga última		Carga última		Carga última		Carga última		Carga última		Carga última	
10,0%		0,5010	0,1450	3,37		3,51		4,68		3,96		4,08		3,61		4,63		4,63	
10,0%		0,5511	0,1595	3,70		3,87		5,15		4,36		4,49		3,97		5,09		5,09	
20,0%		0,6012	0,1740	4,04		4,22		5,62		4,76		4,90		4,33		5,56		5,56	
30,0%		0,6513	0,1885	4,38		4,57		6,08		5,15		5,31		4,70		6,02		6,02	
40,0%		0,7014	0,2030	4,71		4,92		6,55		5,55		5,72		5,06		6,48		6,48	
50,0%		0,7515	0,2175	5,05		5,27		7,02		5,95		6,12		5,42		6,94		6,94	
60,0%		0,8016	0,2320	5,39		5,62		7,49		6,34		6,53		5,78		7,41		7,41	
70,0%		0,8517	0,2465	5,72		5,97		7,96		6,74		6,94		6,14		7,87		7,87	
80,0%		0,9018	0,2610	6,06		6,33		8,43		7,14		7,35		6,50		8,33		8,33	
90,0%		0,9519	0,2755	6,40		6,68		8,89		7,53		7,76		6,86		8,80		8,80	
100,0%		1,0020	0,2900	6,73		7,03		9,36		7,93		8,16		7,22		9,26		9,26	
110,0%		1,0521	0,3045	7,07		7,38		9,83		8,33		8,57		7,59		9,72		9,72	
120,0%		1,1022	0,3190	7,41		7,73		10,30		8,72		8,98		7,95		10,19		10,19	
130,0%		1,1523	0,3335	7,74		8,08		10,77		9,12		9,39		8,31		10,65		10,65	
140,0%		1,2024	0,3480	8,08		8,43		11,23		9,52		9,80		8,67		11,11		11,11	
150,0%		1,2525	0,3625	8,42		8,79		11,70		9,91		10,21		9,03		11,57		11,57	
160,0%		1,3026	0,3770	8,76		9,14		12,17		10,31		10,61		9,39		12,04		12,04	
170,0%		1,3527	0,3915	9,09		9,49		12,64		10,71		11,02		9,75		12,50		12,50	
180,0%		1,4028	0,4060	9,43		9,84		13,11		11,10		11,43		10,11		12,96		12,96	
190,0%		1,4529	0,4205	9,77		10,19		13,57		11,50		11,84		10,48		13,43		13,43	
200,0%		1,5030	0,4350	10,10		10,54		14,04		11,89		12,25		10,84		13,89		13,89	

A nível da relação entre resistência e confinamento, tal como foi referido para a tabela 11 também apresenta resultados satisfatórios. Na tabela 12 devido a existir dois tipos de padrões de rotura para confinamentos diferentes não se pode fazer uma análise/comparação na generalidade dos esquemas.

No geral, o facto dos resultados face à capacidade de carga resistente do painel serem menores do que as resistências obtidas nos ensaios pode estar relacionado com efeito de arco. A espessura do tijolo e da argamassa na junta de assentamento vertical, provocam um impedimento de rotação face ao pilar/viga onde consequentemente origina um aumento da resistência do painel de alvenaria, este cenário é designado por efeito de arco.

Na Figura 37 são representados dois esquemas exemplificativos sobre o efeito de arco representando o impedimento nas extremidades, tal como mencionado. Nas extremidades pode ainda ocorrer esmagamento da alvenaria.

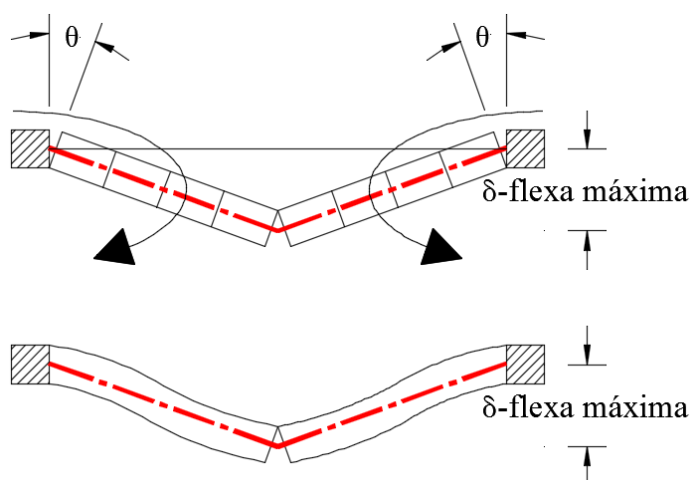


Figura 37 – Efeito de arco.

A quantificação do seu efeito poderá ser calculada baseando num arco de três rótulas [39], considerando espessuras nos apoios e na rótula a meio vão iguais a 0,1 vezes a espessura global da parede, como se observa na Figura 38. O impulso do arco deve ser estimado a partir do conhecimento da carga lateral aplicada, da resistência da alvenaria à compressão e da eficácia da ligação entre painel de alvenaria e o apoio que resiste ao impulso. O efeito de arco pode ser reduzido significativamente por uma pequena alteração do comprimento da parede sujeita a este efeito, deve-se tomar as devidas providências caso a alvenaria seja constituída por unidades de alvenaria que possam sofrer retração em condições de serviço.

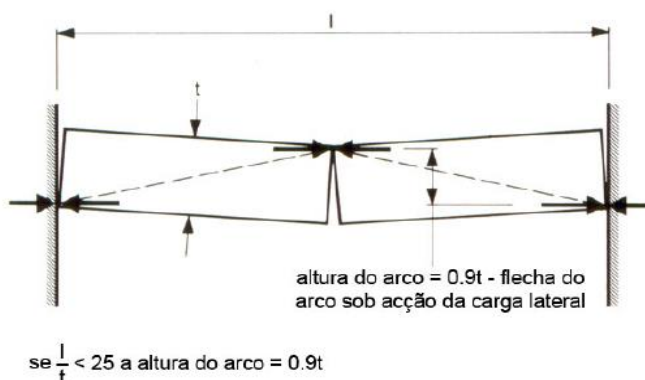


Figura 38 – Características geométricas do arco de 3 rótulas [39].

A resistência lateral é dada por:

$$q_{lat} = 1.5 \frac{f_k}{\gamma_M} \left(\frac{t}{L} \right)^2$$

em que :

- q_{lat} – Resistência lateral de cálculo por unidade de área de parede.
- t – Espessura da parede.
- f_k – Resistência característica à compressão da alvenaria.
- L – Comprimento da parede.
- γ_M – Coeficiente parcial de segurança do material.

As fórmulas simplificadas não têm em consideração este efeito, e observando os resultados obtidos na tabela 11 e tabela 12 pode presumir-se que o “efeito de arco” influencia no mínimo 50%. Este desvio pode corresponder a outros fenômenos em conjunto com o efeito de arco, porém a determinação desses carece de realização outros estudos.

5

ANÁLISE DE SENSIBILIDADE

Neste capítulo é apresentada uma série de análises de modo a ilustrar qual o grau de importância individual de cada parâmetro. Deste modo foram utilizados alguns valores relativamente a alturas e comprimentos médios de painéis de alvenaria a nível nacional. Estes valores foram retirados de uma base de dados [53] desenvolvida na FEUP, de onde foram ainda usados os coeficientes de variação (COV) de dados geométricos face à altura e comprimento de paredes.

Em relação aos parâmetros físicos, foram aplicados os valores definidos anteriormente. Para a análise de sensibilidade, apenas foram utilizados esquemas estruturais que obtêm padrões de rotura mais comuns em relação aos diversos danos observados em painéis de alvenaria, nomeadamente os esquemas 1, 3, 5, 7, 9, 10, 13, 14 e 17. Os restantes padrões de rotura são mais improváveis e também se caracterizam de certa forma como padrões de rotura intermédios em relação aos selecionados. Entre os esquemas selecionados existe um padrão de rotura nominal – mais representativo – onde se realizou uma comparação face aos outros esquemas mencionados, de modo a analisar a variação relativamente ao confinamento. Para finalizar, foram discutidos os resultados obtidos na análise realizada para os esquemas mencionados.

5.1. PARÂMETROS E PRINCÍPIO DE CÁLCULO

5.1.1. Parâmetros a considerados

De modo a compreender a importância de cada parâmetro aplicado na fórmula de cálculo, para resistência de um determinado painel de alvenaria, construiu-se uma tabela para permitir uma análise de sensibilidade. Esta tem como objetivo calcular para cada parâmetro a carga resistente atendendo a uma situação mais favorável e vice-versa através de um valor que caracteriza esse parâmetro. A variação do parâmetro é realizada através de um COV obtido na base de dados mencionada, onde numa situação mais favorável a altura média é reduzida subtraindo-lhe o produto do COV correspondente pela altura média, e para uma situação desfavorável somando-o. Na Figura 39 pode-se observar alguns gráficos referentes a base de dados [53].

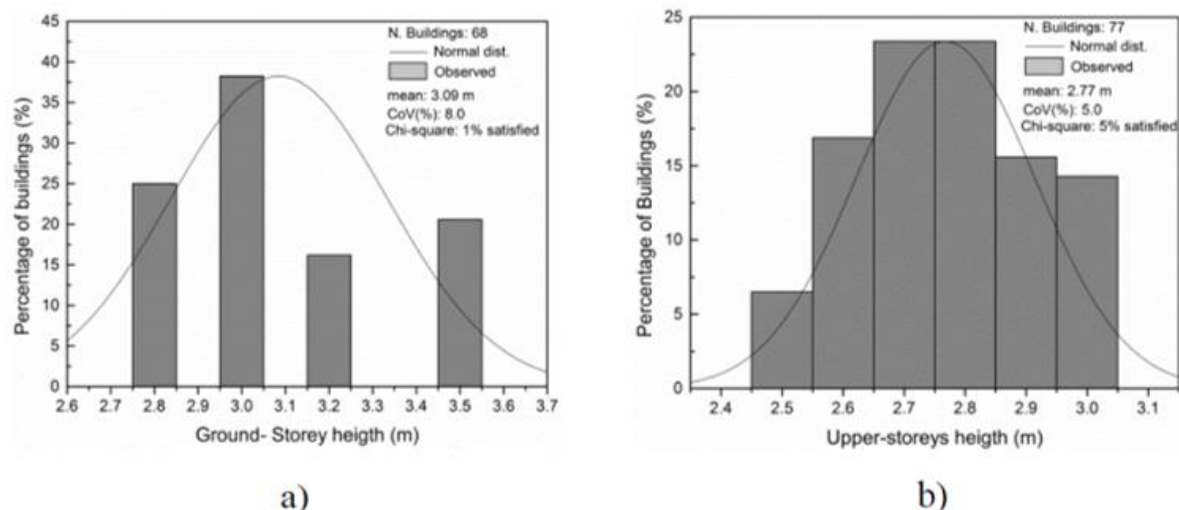


Figura 39 – Valores relativos a altura média e a sua variação em paredes do rés-chão e pisos superiores [53].

Observando a figura 39-a, verifica-se que os dados relativos à altura médios e o COV das paredes do rés-do-chão são referentes ao estudo de 68 edifícios nacionais, cujos valores correspondentes são os seguintes:

- $H_{Médio} = 3,09 \text{ m}$
- $COV = 8,0 \%$

No caso da figura 39-b, os valores representados são relativos ao estudo de paredes de pisos superiores de 77 edifícios nacionais. E os seus valores são os seguintes:

- $H_{Médio} = 2,77 \text{ m}$
- $COV = 5,0 \%$

Para a análise de sensibilidade apenas foram aplicados os valores relativos às paredes do rés-do-chão, uma vez que estas apresentam usualmente maiores dimensões como demonstra o $H_{médio}$ e consequentemente uma menor resistência, mas também pelo fato das maiores exigências para as paredes de enchimento se concentrarem na base do edifício. O valor referente às paredes de pisos superiores é demonstrado caso se pretenda elaborar análises noutros estudos.

Em relação ao comprimento médio das paredes dos edifícios nacionais, podem-se observar os valores na figura 40 segundo o estudo realizado ao comprimento de 484 vigas.

Apesar dos valores serem relativos ao comprimento médio das vigas, estes foram aplicados nas paredes uma vez que o painel de alvenaria possui o mesmo comprimento da viga quando inserido num pórtico, excluindo a espessura dos pilares. E de tal modo os valores correspondentes são:

- $L_{Médio} = 4,421 \text{ m}$
- $COV = 22,1 \%$

Relativamente aos valores atribuídos à espessura, não se encontrou nenhum estudo em específico desta natureza, e como tal resolveu-se aplicar 3 dimensões de espessura relativas a tipo de bloco mais usual nas construções de parede em Portugal. Deste modo definiram-se os seguintes critérios para a espessura:

- Para o valor médio assume-se que a espessura é igual a 15 cm, tendo em conta que as paredes tipo em Portugal andam à volta deste valor;

- Para um cenário mais desfavorável assume-se que a espessura era de 11 cm, tendo em conta que por ser uma gama inferior ao que anteriormente foi referido, e atendendo que abaixo desta dimensão não é usual de se observar em paredes exteriores;
- Para um cenário mais favorável assume-se que a espessura era de 22 cm, uma maior dimensão não atende ao fator económico nacional.

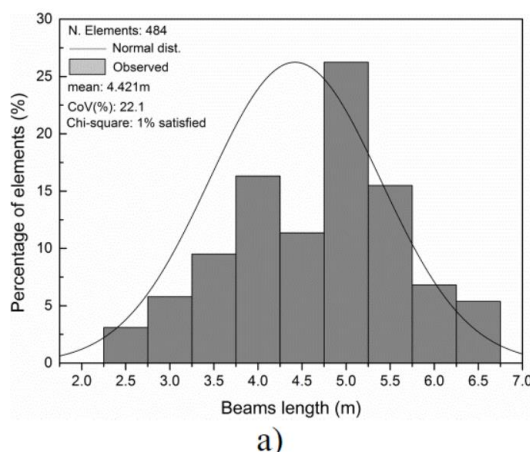


Figura 40 – Valores relativos ao comprimento médio e a sua variação [53].

Para a resistência à flexão, visto não existir nenhum estudo em relação às paredes dos edifícios a nível nacional, foram aplicados os valores referentes às paredes de alvenaria simples sem reboco que estão presentes no estudo [4]:

- $f^{\parallel} = 0,145 \text{ N/mm}^2$
- $f^{\perp} = 0,501 \text{ N/mm}^2$

Para a variação da resistência à flexão assume-se que independentemente das suas diferenças relativas entre cada direção, a sua variação seria de 25%. Note-se que esta variação consiste numa serie de trabalhos experimentais realizada no estudo [32].

Para os módulos de elasticidade assumiu-se por defeito que também terão uma variação de 25%. Tendo em conta este que parâmetro só é aplicado em 4 dos 17 esquemas em estudo, definiu-se para todos os cálculos em estudo que o seu valor é igual a 1. Deste modo na análise e comparação de resultados este parâmetro é pouco relevante para o estudo.

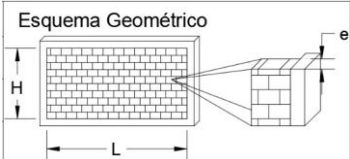
5.1.2. Princípio de funcionamento de cálculo

A tabela de cálculo construída para a análise de sensibilidade foi dividida em 3 partes. A Tabela 13 tem funções de recolha de dados para efetuar a análise, onde se tem que colocar todos os parâmetros anteriormente mencionados.

Tabela 13 – Parâmetros a inserir para a análise de sensibilidade.

Valores Nominais			
Geometria da Parede			Desvio Padrão
$H_{Médio}$	3,09	m	8,0%
$L_{Médio}$	4,42	m	22,1%
$e_{Médio}$	0,15	m	Espessura de Tijolo
Resistências à Flexão			Desvio Padrão
f^{\perp}	0,501	N/mm ²	25,0%
f^{\parallel}	0,145	N/mm ²	
Módulo Elasticidade			Desvio Padrão
E^{\perp}	1,000	Gpa	25,0%
E^{\parallel}	1,000	Gpa	

Esquema Geométrico

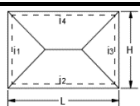


Esquema de Apoio

Símbolo	Designação Apoio
	Livre
	Simple
	Encastrado

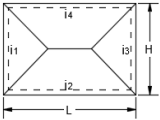
A segunda parte da tabela apresenta resultados segundo um critério de parâmetros já selecionados para o cálculo da resistência. Na Tabela 14 pode-se verificar que esta faz a análise para diferentes valores de parâmetros em relação a um único esquema estrutural.

Tabela 14 – Resultados de um esquema estrutural segundo os parâmetros selecionados.

		Cenário Nominal_Esquema 1								
		Acréscimo Nominal				Carga		Desvio da resistência		
		0,0%				2,03 kN/m2		$e_{Inferior}$	$e_{Médio}$	$e_{Superior}$
Geometria	$H_{Médio}$	Inferior	2,84	m	2,21 kN/m2	-41%	9%	134%		
		Superior	3,34	m	1,88 kN/m2	-50%	-7%	100%		
	$L_{Médio}$	Inferior	3,44	m	2,66 kN/m2	-29%	31%	183%		
		Superior	4,77	m	1,88 kN/m2	-50%	-7%	99%		
	$e_{Médio}$	Inferior	0,11	m	1,09 kN/m2	-46%	0%	115%		
		Superior	0,22	m	4,36 kN/m2					
Resistência Alvenaria	f^{\perp}	Inferior	0,376	N/mm2	1,67 kN/m2	-56%	-18%	77%		
		Superior	0,626	N/mm2	2,39 kN/m2	-37%	18%	153%		
	f^{\parallel}	Inferior	0,109	N/mm2	1,88 kN/m2	-50%	-7%	99%		
		Superior	0,181	N/mm2	2,18 kN/m2	-42%	7%	131%		
	Cenários	Mais Desfavorável			0,70 kN/m2	-65%				
		Mais Favorável			7,69 kN/m2	279%				

Observando a Tabela 14 pode-se constatar que cada parâmetro apresenta duas opções já definidas, limites inferiores e superiores, e consoante cada opção o parâmetro tem grandezas diferentes e consequentemente também diferencia no resultado das cargas. A carga resultante na região azul tem em consideração a grandeza condicionada por esta opção, e os restantes parâmetros necessários são aplicados com grandezas nominais, ou seja, sem quaisquer acréscimo ou decréscimo de variação. Cada opção na Tabela 15 recorre a uma tabela auxiliar para o cálculo da resistência.

Tabela 15 – Tabela auxiliar de cálculo para cada opção selecionada.

H (Altura)	Parâmetros para análise				Esquema 1	Momentos Resistentes Flexão	
	$H_{Médio}$	Inferior	2,84	m		$m^{\perp} =$	1,879 kN.m/m ²
	$L_{Médio}$	Nominal	4,42	m		$m^{\parallel} =$	0,544 kN.m/m ²
	$e_{Médio}$	Nominal	0,15	m		Relação Momentos Resistentes	
	$f^{\perp} =$	Nominal	0,501	N/mm ²		$l =$	3,4552 ≥ 1
	$f^{\parallel} =$	Nominal	0,145	N/mm ²		Carga máxima	
						$q =$	2,21 kN/m ²

O resultado referente à capacidade de carga resistente do painel para um determinado esquema estrutural, tem em consideração o valor a aplicar consoante a opção pretendida para o parâmetro – neste exemplo a altura sendo Inferior em relação ao valor nominal – e assume os restantes valores de grandeza nominal.

Esta estratégia de cálculo aplica-se em todos os parâmetros, e independentemente da opção que se está a analisar para um determinado parâmetro, com a exceção do valor imposto por esta opção, os restantes parâmetros entram sempre com grandezas nominais para o cálculo da carga.

Em todas as tabelas presentes neste capítulo, as opções obedecem os seguintes critérios:

- Inferior – Valor Nominal menos o valor nominal multiplicado pelo COV correspondente
- Nominal – Valor médio ou real correspondente ao painel a analisar
- Superior – Valor Nominal mais o valor nominal multiplicado pelo COV correspondente

O único parâmetro que não atende a estes critérios é a espessura, pois esta varia consoante as dimensões do bloco pretendido, deste modo as suas opções correspondem a:

- Inferior = 11 cm
- Nominal = 15 cm
- Superior = 22 cm

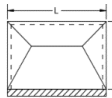
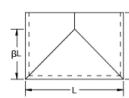
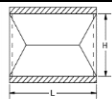
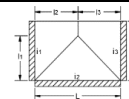
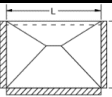
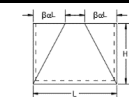
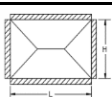
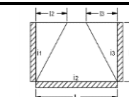
Observando a Tabela 14 pode-se constatar ainda que além dos parâmetros, contêm também células designando um cenário mais desfavorável/favorável. A carga resultante consoante cada um destes cenários é influenciada pela alternância de opções em todos os parâmetros. De tal modo que para o cenário mais desfavorável tem-se em conta as seguintes opções:

- Altura – Superior
- Comprimento – Superior
- Espessura – Inferior
- Resistências à flexão em ambas as direções – Inferior
- Módulos de elasticidade em ambas as direções – Inferior

Desta forma consegue-se criar o pior cenário possível a que uma parede de alvenaria pode estar sujeita. Para o cenário mais favorável, basta alterar todas a opções anteriormente referidas.

O desvio apresentado é resultante da carga resistente obtida consoante cada opção de um determinado parâmetro e da carga resistente nominal do esquema estrutural. A célula designada por acréscimo, que se encontra no topo da Tabela 14, tem como função variar proporcionalmente cada uma das opções. Essa variação é feita em percentagem, podendo-se aumentar ou diminuir individualmente todos os parâmetros aplicados consoante a análise que se pretende realizar. Na Tabela 16 observa-se a terceira parte da tabela de cálculo.

Tabela 16 – Resultados para diferentes esquemas estruturais – Parâmetros nominais.

Resultados para Diferentes Esquemas Estruturais - Parâmetros Nominais						
3		Carga [kN/m2]		10		Carga [kN/m2]
		$q = 1,96$				$q = 1,95$
		Desvio % -3%				Desvio % -4%
5		Carga [kN/m2]		13		Carga [kN/m2]
		$q = 3,25$				$q = 3,43$
		Desvio % 60%				Desvio % 69%
7		Carga [kN/m2]		14		Carga [kN/m2]
		$q = 3,42$				$q = 2,25$
		Desvio % 68%				Desvio % 11%
9		Carga [kN/m2]		17		Carga [kN/m2]
		$q = 4,06$				$q = 3,49$
		Desvio % 100%				Desvio % 72%

Observa-se na Tabela 16 os restantes esquemas selecionados, demonstrando respetivamente a capacidade de carga resistente e ainda o desvio relativo à carga nominal do esquema optado para análise, sendo neste exemplo o esquema 1. Mencionar-se ainda que as cargas apresentadas para os diferentes esquemas foram calculadas com os parâmetros nominiais.

5.2. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

Para o desenvolvimento da discussão construiu-se uma tabela síntese – tabela 17 – com todas as variações impostas a cada parâmetro atendendo aos critérios anteriormente referidos, onde se observa que:

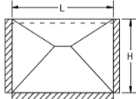
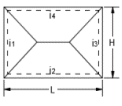
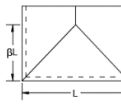
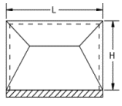
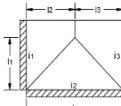
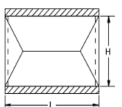
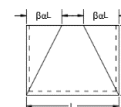
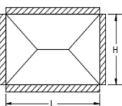
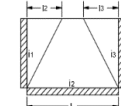
- A altura inferior apresenta uma variação de cargas entre 2,17 e 4,41 [kN/m²] e um desvio entre 6 e 17 [%] referentes aos diferentes esquemas, correspondendo a menor carga ao esquema 17 e a maior variação de desvio ao esquema 14. O desvio resultante é relativo à carga nominal face a carga;
- A altura superior apresenta uma variação de cargas entre 1,71 e 3,77 [kN/m²] e um desvio entre -13 e -5 [%] referentes aos diferentes esquemas, correspondendo a menor carga ao esquema 10 e a maior variação de desvio aos esquemas 10 e 14;
- O comprimento inferior apresenta uma variação de cargas entre 2,08 e 5,33 [kN/m²] e um desvio entre 4 e 42 [%] referentes aos diferentes esquemas, correspondendo a menor carga ao esquema 10 e a maior variação de desvio ao esquema 17;
- O comprimento superior apresenta uma variação de cargas entre 1,84 e 3,76 [kN/m²] e um desvio entre -10 e -1 [%] referentes aos diferentes esquemas, correspondendo a menor carga ao esquema 3 e a maior variação de desvio ao esquema 17;
- A espessura inferior apresenta uma variação de cargas entre 1,05 e 2,18 [kN/m²] e um desvio constante de -46 [%] referentes aos diferentes esquemas, correspondendo a menor carga ao esquema 3;
- A espessura superior apresenta uma variação de cargas entre 4,21 e 8,73 [kN/m²] e um desvio constante de 115 [%] referentes aos diferentes esquemas, correspondendo a menor carga ao esquema 3;
- A resistência perpendicular inferior apresenta uma variação de cargas entre 1,52 e 3,34 [kN/m²] e um desvio entre -25 e -15 [%] referentes aos diferentes esquemas, correspondendo a menor carga ao esquema 10 e a maior variação de desvio aos esquemas 13 e 17;
- A resistência perpendicular superior apresenta uma variação de cargas entre 2,24 e 4,77 [kN/m²] e um desvio entre 15 e 25 [%] referentes aos diferentes esquemas, correspondendo a menor carga ao esquema 3 e a maior variação de desvio aos esquemas 13 e 17;
- A resistência paralela inferior apresenta uma variação de cargas entre 1,76 e 3,76 [kN/m²] e um desvio entre -10 e 0 [%] referentes aos diferentes esquemas, correspondendo a menor carga ao esquema 3 e a maior variação de desvio ao esquema 3;
- A resistência paralela superior apresenta uma variação de cargas entre 2,01 e 4,35 [kN/m²] e um desvio entre 0 e 10 [%] referentes aos diferentes esquemas, correspondendo a menor carga ao esquema 10 e a maior variação de desvio ao esquema 3;
- O cenário mais desfavorável apresenta uma variação de cargas entre 0,68 e 1,40 [kN/m²] e um desvio constante de -65 [%] referentes aos diferentes esquemas, correspondendo a menor carga ao esquema 3;
- O cenário mais favorável apresenta uma variação de cargas entre 6,46 e 15,38 [kN/m²] e um desvio entre 226 e 299 [%] referentes aos diferentes esquemas, correspondendo a menor carga ao esquema 10 e a maior variação de desvio ao esquema 17;

Tabela 17 – Tabela síntese construída para a análise sensibilidade.

Parâmetros Nominais			Esquema 1		Esquema 3		Esquema 5		Esquema 7		Esquema 9		Esquema 10		Esquema 13		Esquema 14		Esquema 17			
					Desv. %			Desv. %			Desv. %			Desv. %			Desv. %			Desv. %		
Alternância de Parâmetros			2,03 kN/m²		Desv. %		3,25 kN/m²		Desv. %		4,06 kN/m²		Desv. %		3,43 kN/m²		Desv. %		3,49 kN/m²		Desv. %	
Geometria	H _{Médio}	Inferior	2,84	m	2,21 kN/m²	9%	3,59 kN/m²	10%	3,68 kN/m²	8%	4,41 kN/m²	9%	2,27 kN/m²	16%	3,66 kN/m²	7%	2,64 kN/m²	17%	3,70 kN/m²	6%		
		Superior	3,34	m	1,88 kN/m²	-7%	2,98 kN/m²	-8%	3,20 kN/m²	-6%	3,77 kN/m²	-7%	1,71 kN/m²	-13%	3,23 kN/m²	-6%	1,95 kN/m²	-13,4%	3,32 kN/m²	-5%		
	L _{Médio}	Inferior	3,44	m	2,66 kN/m²	31%	4,06 kN/m²	25%	4,67 kN/m²	37%	5,33 kN/m²	31%	2,08 kN/m²	6%	4,73 kN/m²	38%	2,35 kN/m²	4%	4,94 kN/m²	42%		
		Superior	4,77	m	1,88 kN/m²	-7%	3,06 kN/m²	-6%	3,14 kN/m²	-8%	3,76 kN/m²	-7%	1,92 kN/m²	-2%	3,12 kN/m²	-9%	2,23 kN/m²	-1%	3,15 kN/m²	-10%		
Resistência	e _{Médio}	Inferior	0,11	m	1,09 kN/m²	48%	1,75 kN/m²	48%	1,84 kN/m²	46%	2,18 kN/m²	46%	1,05 kN/m²	46%	1,84 kN/m²	46%	1,21 kN/m²	46%	1,88 kN/m²	46%		
		Superior	0,22	m	4,36 kN/m²	115%	7,00 kN/m²	115%	7,35 kN/m²	115%	8,73 kN/m²	115%	4,21 kN/m²	115%	7,37 kN/m²	115%	4,85 kN/m²	115%	7,50 kN/m²	115%		
Resistência	f ⁻	Inferior	0,376	N/mm²	1,67 kN/m²	-18%	2,70 kN/m²	-17%	2,80 kN/m²	-18%	3,34 kN/m²	-18%	1,52 kN/m²	-22%	2,57 kN/m²	-25%	1,73 kN/m²	-23%	2,62 kN/m²	-25%		
		Superior	0,626	N/mm²	2,39 kN/m²	18%	3,80 kN/m²	17%	4,03 kN/m²	18%	4,77 kN/m²	18%	2,39 kN/m²	22%	4,28 kN/m²	25%	2,78 kN/m²	23%	4,36 kN/m²	25%		
	f	Inferior	0,109	N/mm²	1,88 kN/m²	-7%	2,99 kN/m²	-8%	3,18 kN/m²	-7%	3,76 kN/m²	-7%	1,90 kN/m²	-3%	3,43 kN/m²	0%	2,22 kN/m²	-2%	3,49 kN/m²	0%		
		Superior	0,181	N/mm²	2,18 kN/m²	7%	3,52 kN/m²	8%	3,65 kN/m²	7%	4,35 kN/m²	7%	2,01 kN/m²	3%	3,43 kN/m²	0%	2,29 kN/m²	2%	3,49 kN/m²	0%		
Cenários	Mais Desfavorável		0,70 kN/m²		-65%	1,13 kN/m²	-65%	1,18 kN/m²	-65%	1,40 kN/m²	-65%	0,68 kN/m²	-65%	1,18 kN/m²	-65%	0,78 kN/m²	-65%	1,21 kN/m²	-65%			
			7,69 kN/m²		279%	11,94 kN/m²	267%	13,27 kN/m²	289%	15,38 kN/m²	279%	6,46 kN/m²	230%	13,44 kN/m²	292%	7,34 kN/m²	265%	13,92 kN/m²	299%			
	Mais Favorável		2,03 kN/m²		100%	2,03 kN/m²	100%	2,03 kN/m²	100%	2,03 kN/m²	100%	2,03 kN/m²	100%	2,03 kN/m²	100%	2,03 kN/m²	100%	2,03 kN/m²	100%			

Entre os diferentes esquemas selecionados definiu-se que o esquema 7 seria o nominal, devido ao padrão de rotura apresentado retratar melhor os danos observados na maioria das paredes de alvenaria de enchimento. Deste modo a análise efetuada entre diferentes esquemas de confinamento foram comparados com este esquema nominal, cujos resultados são apresentados na Tabela 18.

Tabela 18 – Estudo entre os diferentes tipos de confinamentos face o esquema nominal.

		Cenário Nominal_Esquema 7			
			Carga		
			3,42		/m2
1		Carga [kN/m2]	10		Carga [kN/m2]
		q= 2,03			q= 1,95
		Desvio % -41%			Desvio % -43%
3		Carga [kN/m2]	13		Carga [kN/m2]
		q= 1,96			q= 3,43
		Desvio % -43%			Desvio % 0%
5		Carga [kN/m2]	14		Carga [kN/m2]
		q= 3,25			q= 2,25
		Desvio % -5%			Desvio % -34%
9		Carga [kN/m2]	17		Carga [kN/m2]
		q= 4,06			q= 3,49
		Desvio % 19%			Desvio % 2%

Atendendo a Tabela 18 observa-se que:

- Para parâmetros nominais existe uma variação de cargas entre 1,95 e 4,06 [kN/m²] e um desvio entre -43 e 19 [%] referentes aos diferentes esquemas, correspondendo a menor carga ao esquema 10 e a maior variação de desvio aos esquemas 3 e 10;
- Na generalidade das cargas apresentadas observa-se também na tabela 17 que estas apresentam resultados satisfatórios face à variação do confinamento;
- O esquema 3 apesar de ser mais reforçado a nível do confinamento apresenta uma carga inferior ao esquema 1 no global. Quando se menciona o global refere-se também aos resultados da tabela 17;
- Os esquemas 7 e 13 apresentam resultados bastante próximos no global.

No Anexo B encontram-se as restantes análises individuais referentes aos esquemas estruturais optados.

5.3. DISCUSSÃO

Em relação aos parâmetros geométricos a altura torna-se mais relevante nos esquemas onde existe um bordo livre. Contudo, no geral, existem maiores variações a nível do comprimento, nomeadamente quando este parâmetro é inferior à média. Deste modo também se verifica que as fórmulas atendem corretamente ao fator de fragilidade de rotura, pois consoante o aumento do comprimento mais suscetível se torna ocorrência da rotura paralelamente à junta de assentamento – direção que possui menor resistência à flexão. Mesmo para parâmetros de grandeza igual – geométricos e físicos – existe uma diferença na resistência em relação à altura em cerca de 38% entre os diferentes esquemas. A espessura como só influência o momento resistente, justifica-se que os resultados da variação sejam constantes para todos os esquemas. No entanto, pode-se constatar que este parâmetro individualmente provoca o maior desvio de 115% em toda a análise realizada, alertando para a importância deste parâmetro em relação à resistência do painel de alvenaria.

Pode-se observar ainda, a nível das resistências à flexão que a mais predominante é aquela que corresponde à direção perpendicular às juntas, verificando ainda que a resistência paralela nos esquemas onde existe apoio livre pouco ou nada influência. É de referir que a flexão entra no momento resistente e no coeficiente de ortotropia, e observando os resultados pode-se verificar que ambas somadas obtêm a diferença em percentagem do desvio padrão aplicado (25%).

Na generalidade dos esquemas, aquele que apresenta sempre a carga máxima é o esquema 9, demonstrando deste modo uma boa aproximação aos resultados experimentais face ao seu confinamento. O esquema mais frágil varia entre o 3 e 10, sendo mais comum observar-se a menor capacidade de carga no esquema 3. O fato do esquema 3 originar menor capacidade de carga do que o esquema 1 deve-se ao comprimento das linhas de rotura, pois quanto maior for esse comprimento menor é a resistência do painel, e estes são influenciados pelos ângulos consequentes do confinamento.

6

CONCLUSÕES

6.1. DISCUSSÃO GERAL

No capítulo 4 (Avaliação da Formulação) realizou-se uma calibração do modelo de modo validar o método das linhas de rotura aplicado para a determinação da capacidade resistente dos painéis de alvenaria. A calibração demonstrou resultados satisfatórios face aos diferentes esquemas estruturais em relação a resistência à flexão em estudo, uma vez que um aumento proporcional da resistência à flexão em 50%, o erro resultante em relação à capacidade de carga varia entre 3% a -26%. Este aumento de correção das resistências é baseado no contributo que expectável pelo efeito de arco que ocorre num painel de enchimento quando confinado pelo pórtico de betão armado. Este efeito já foi estudado em trabalhos passados sobre a resistência das alvenarias não reforçadas para fora do plano em que o efeito de arco foi concluído como sendo influente para painéis que estejam restringidos nas suas fronteiras por elementos relativamente rígidos, ou por um painel contínuo adjacente. O aumento da espessura dos painéis tem um efeito satisfatório na evolução do efeito de arco e por conseguinte obtêm-se cargas de rotura superiores. Este efeito reduz progressivamente quando se aumenta o comprimento dos painéis, e ainda quando ocorre esmagamento nas juntas verticais podendo consequentemente influenciar o desenvolvimento das linhas de rotura.

Em relação ao aumento da capacidade de carga consoante a espessura dos painéis de alvenaria, verificou-se no capítulo 5 (Análise de sensibilidade) que o aumento da espessura de 15 para 22 cm resultou num desvio da capacidade de carga do painel de alvenaria relativamente à nominal de 115%. Os desvios mais dominantes da análise realizada são referentes a espessura e aos diferentes tipos de confinamento – obtendo-se um desvio máximo de 108% (análise relativa ao esquema 10, tabela 23 que se encontra no anexo B). A nível dos parâmetros geométricos o comprimento demonstrou ser mais influente do que a altura.

Atendendo aos aspetos mencionados concluiu-se uma boa viabilidade de aplicação do método das linhas de rotura, contudo ainda dependente de outros estudos que desenvolvam o estudo numérico da ferramenta de cálculo para determinação exata da capacidade de carga resistente relativa aos painéis de alvenaria de enchimento. Ainda assim, a ferramenta apresentada poderá já servir como uma boa aproximação à resistência para fora-do-plano, podendo demonstrar o comportamento dos painéis de alvenaria face aos diferentes esquemas estruturais com os respetivos padrões de rotura.

6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Com base no estudo realizado, e tendo em conta os resultados obtidos, alguns estudos numéricos poderão ser realizados para melhorar e validar ferramenta desenvolvida, nomeadamente:

- Comprovar e quantificar o efeito de arco, podendo seguidamente reajustar as fórmulas simplificadas de modo a considerar este efeito;
- Realizar uma calibração com mais resultados experimentais;
- Calibração com análises numéricas mais refinadas;
- Pesquisa e inserção de esquemas estruturais com aberturas (janelas e/ou portas) com os respetivos padrões de rotura;
- Testar a ferramenta em paredes de alvenaria inseridas em pórticos de edifícios à escala real;
- Desenvolvimento de mais análises paramétricas, por exemplo em painéis de alvenaria com aberturas, ou então com diferentes mecanismos de reforço;
- Testar aplicação do método em paredes com soluções de reforço.

Atendendo aos estudos futuros mencionados talvez se realize uma ferramenta de cálculo capaz realizar de uma forma expedita verificações relativamente à eficiência de reforço em painéis de alvenaria de enchimento.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] IPQ - NP EN 1998-1. *Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*. Caparica, Portugal: Instituto Português da Qualidade, 2010b. 230 p. .
- [2] Estêvão, J. *Efeitos da ação sísmica no comportamento de edifícios de betão armado com alvenarias de enchimento*. Tese de Doutoramento, Universidade Técnica de Lisboa, 2012.
- [3] R. Vicente, Rodrigues, H., Varum, H., Costa, A., Mendes da Silva, J. *Performance of masonry enclosure walls: lessons learned from recent earthquakes*. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 01/03/2012, 23-34, Institute of Engineering Mechanics, China Earthquake Administration.
- [4] Pereira, M. *Caracterização Experimental da Resposta Mecânica no seu Plano e Fora do Plano de Paredes de Alvenaria de Enchimento*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2010.
- [5] Tomazevic, M. - *Earthquake-resistant design of masonry buildings*. London: Imperial College Press, 1999. 268 p.
- [6] IPQ - NP EN 1052-2. *Métodos de ensaio para alvenaria. Parte 2: Determinação da resistência à flexão*. Caparica, Portugal: Instituto Português da Qualidade, 2002c. 14 p.
- [7] http://www.preceram.pt/documentos/FT_CE_PRECERAM.pdf, 06/06/2015.
- [8] EN 998-2:2003. *Specification for mortar for masonry. Part 2: Masonry mortar.*, Cen, Bruxelas, 2003.
- [9] EN 1015-11:1999. *Methods of test for masonry. Part 11: Determination of flexural and compressive strength of hardened mortar*. Cen, Bruxelas, 1999.
- [10] Lourenço, D. *Avaliação do risco sísmico em Portugal*. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro, 2012.
- [11] <http://gazetadefisica.spf.pt/magazine/article/505>, 21/06/2015.
- [12] http://people.hofstra.edu/geotrans/eng/ch9en/conc9en/plate_tectonics.html, 21/06/2015.
- [13] <http://terremoti.ingv.it/it/component/content/article/12-eventi/710-la-sequenza-sismica-de-laquilano-aprile-2009.html>, 17/06/2015.
- [14] <http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/shakemap/global/shake/2009fcaf/>, 21/06/2015.
- [15] F. De Luca, Verderame, G., Gómez-Martínez, F., Pérez-García, A. *The structural role played by masonry infills on RC building performances after the 2011 Lorca, Spain, earthquake*. Bulletin of Earthquake Engineering, 01/10/2014, 1999-2026, Springer Netherlands.
- [16] <http://www.02.ign.es/ign/resources/sismologia/Lorca.pdf>, 17/06/2015.
- [17] <http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/shakemap/global/shake/c0003c5s/>, 17/06/2015.
- [18] L. Hermanns, Fraile, A., Alarcón, E., Álvarez, R. *Performance of buildings with masonry infill walls during the 2011 Lorca earthquake*. Bulletin of Earthquake Engineering, 01/10/2014, 1977-1997, Springer Netherlands.
- [19] <http://www.laopiniondemurcia.es/comunidad/2011/05/12/terremoto-lorca/322769.html>, 17/06/2015.
- [20] <http://www.rtve.es/alacarta/videos/telediario/comienzo-lorca-mayor-derribo-desde-terremoto/1155129/>, 17/06/2015.
- [21] <https://reflexionesdomingueras.wordpress.com/category/lm/>, 17/06/2015.
- [22] <http://www.20minutos.es/noticia/1052367/0/lorca/terremoto/viviendas/>, 17/06/2015.

- [23] <http://www.theguardian.com/world/gallery/2011/may/12/spanish-earthquake-lorca-in-pictures>, 17/06/2016.
- [24] <https://ingvterremoti.wordpress.com/2012/05/29/>, 21/06/2015.
- [25] <http://palmasaqui.blogspot.pt/2012/05/terremoto-e-fim-de-tempo.html>, 21/06/2015.
- [26] <http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/shakemap/global/shake/b0009tk0/>, 21/06/2015.
- [27] <http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/shakemap/global/shake/b000a1mn/>, 21/06/2015.
- [28] http://conspira2012.blogspot.pt/2012_05_01_archive.html, 21/06/2015.
- [29] <https://www.flickr.com/photos/ilfattoquotidiano/7307097312>, 21/06/2015.
- [30] <http://www.ecoblog.it/post/15795/terremoto-emilia-romagna-prevenzione-rischio-sismico-italia-geologi>, 21/06/2015.
- [31] Leite, J. *Seismic behaviour of masonry infill walls: test and design*. Dissertação de Doutoramento, Universidade do Minho Escola de Engenharia, 2014.
- [32] Pereira, M. *Avaliação do desempenho das envolventes dos edifícios face à ação dos sismos*. Dissertação de Doutoramento, Universidade do Minho Escola de Engenharia, 2013.
- [33] Dawe, J., Seah, C. *Out-of-plane resistance of concrete masonry infilled panels*. Canada Journal of Civil Engineering(16), 11/05/1989, 854-864, University of New Brunswick, Fredericton.
- [34] Flanagan, R., Bennett, R. *Arching of masonry infilled frames: comparison of analytical methods*. Practice Periodical on Structural Design and Construction, 1999, vol. 4, no. 3, pp. 105–110.
- [35] Flanagan, R. D. and R. M. Bennett (1999c). *Bidirectional behaviour of structural clay tile infilled frames*. Journal of Structural Engineering 125(3), 1999, 236-244.
- [36] Angel, R. *Behavior of reinforced concrete frames with masonry infills*. Dissertação de Doutoramento Department of civil engineering, Illinois at Urbana-Champaign, 1994.
- [37] MSJC. Specification for Masonry Structures (ACI 530.1/ASCE 6/TMS 602), Masonry Standard Joint Committee, 2011.
- [38] FEMA 273. Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, Applied Technology Council (ATC-43 Project) and Federal Emergency Management Agency, 1997.
- [39] British Standards Institution 1978. *BS 5628 – Code of practice for Structural use of masonry. Part 1: Unreinforced masonry.*, Londres, Inglaterra, 1978.
- [40] http://www.type-k.com/Komponent_Reports_Concrete_Intro.asp, 24/06/2015.
- [41] G. Kennedy, Goodchild, C.H. *Practical yield line design*. The Concrete Centre, London, 2004.
- [42] J. Lima, Coelho, A., Monteiro, V. *Manual de betão Armado*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 1980.
- [43] A. M. Mont'Alverne, Deus, E. P., Oliveira Junior, S. C., Moura, A. S. Determination of the reinforced concrete slabs ultimate load using finite element method and mathematical programming. Latin American Journal of Solids & Structures, 02/2012, 25, Associação Brasileira de Ciências Mecânicas, Rio de Janeiro.
- [44] M. P. Nielsen, Hoang, C. *Limit analysis and concrete plasticity*. Taylor & Francis Group, Boca Raton, 2010.
- [45] R. Park, Gamble, W. *Reinforced Concrete Slabs*. John Wiley & Sons, Inc., Canada, 2000.
- [46] Gonzalez, R. *Análise de lajes pela teoria das charneiras plásticas e comparação de custos entre lajes maciças e lajes treliçadas*. Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo, 1997.
- [47] Hognestad, E. *Yield-line theory for the ultimate flexural strength of reinforced concrete slabs*. American Concrete Institute, 03/01/1953, 637-656, Estados Unidos.
- [48] Neto, L., Prado, F. *Dimensionamento de pavimentos de edifício em concreto armado usando o método das charneiras plásticas*. CIATEC-UPF, 07/10/2009, 1-13, CIATEC-UPF, Passo Fundo, Brasil.
- [49] Sandhu, G. *The Yield Analysis of concrete slabs*. Dissertação de Mestrado, Kansas State University Manhattan, 1970.
- [50] Muller, A. *Subsídios para a utilização da teoria das charneiras plásticas na análise de Lajes*. Trabalho de conclusão de estágio, Universidade de Passo Fundo, 2000.

- [51] A. W. Hendry, Sinha, A.P., Davies, S.R. *Design of masonry structures*. Ed. E & FN Spon, London, 1997.
- [52] Furtado, A., Rodrigues, H., Arêde, A. *Caracterização experimental do comportamento para fora-do-plano das paredes de alvenaria de enchimento*. 9º Congresso Nacional de Mecânica Experimental, Aveiro, 15-17 de Outubro 2014.
- [53] Furtado, A., Rodrigues, H., Arêde, A., Costa, C. *Geometric characterization of Portuguese RC buildings with masonry walls*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

ANEXOS

ANEXO A

Novos parâmetros e equações necessárias para o cálculo relativas às ordens de chamada da Tabela 5:

- 1* - Esquema 6:

- H_r - Altura reduzida do painel alvenaria [m], dado pela fórmula [41]:

$$H_r = \frac{2 \cdot H}{\sqrt{2} + \sqrt{1}} \quad (26)$$

- L_r - Comprimento reduzida do painel alvenaria [m], dado pela fórmula [41]:

$$\frac{L_r}{\sqrt{\mu}} = \frac{2 \cdot L}{\sqrt{2} + \sqrt{1}} \quad (27)$$

- $\sqrt{\mu}$ - Coeficiente de ortotropia.

- 2* - Esquema 10:

- α - Relação da altura e comprimento, dado pela fórmula [51]:

$$\alpha = \frac{H}{L} \quad (28)$$

- k - Coeficiente de ortogonalidade, relação dos módulos de elasticidade, dado pela fórmula [51]:

$$k = \frac{E^{\parallel}}{E^{\perp}} \leq 1 \quad (29)$$

- E^{\perp} - Módulo Elasticidade perpendicular do painel [GPa].
- E^{\parallel} - Módulo Elasticidade paralelo do painel [GPa].

- β - Fator geométrico assumido pelo autor, dado pela fórmula [51]:

$$\beta = \frac{\mu \cdot \alpha^2}{4 \cdot k} \cdot \left[\sqrt{\left(\frac{12 \cdot k}{\mu \cdot \alpha^2} + 1 \right)} - 1 \right] \quad (30)$$

- 3* - Esquema 11:

- β - Fator geométrico assumido pelo autor, dado pela fórmula [51]:

$$\beta = \frac{\mu \cdot \alpha^2}{2 \cdot k} \cdot \left[\sqrt{\left(\frac{6 \cdot k}{\mu \cdot \alpha^2} + 1 \right)} - 1 \right] \quad (31)$$

- 4* - Esquema 12:

- H' - Altura reduzida do painel alvenaria [m], dado pela fórmula [41]:

$$H' = \frac{2 \cdot H}{\sqrt{1}} \quad (32)$$

- L' - Comprimento reduzido do painel alvenaria [m], dado pela fórmula [41]:

$$L' = \frac{2 \cdot L}{\sqrt{2} + \sqrt{2}} \quad (33)$$

- l_1 - Altura do ponto de interseção das linhas de rotura [m], dado pela fórmula [41]:

$$l_1 = \sqrt{\frac{6 \cdot m^{\pm}}{q}} \quad (34)$$

- 5* - Esquema 13:

- L' - Comprimento reduzido do painel alvenaria [m], dado pela fórmula [41]:

$$L' = \frac{2 \cdot H}{\sqrt{2}} \quad (35)$$

- l_1 - Altura do ponto de interseção das linhas de rotura [m], dado pela fórmula [41]:

$$l_1 = \sqrt{\frac{12 \cdot m^{\pm}}{q}} \quad (36)$$

- 6* - Esquema 14:

- β - Fator geométrico assumido pelo autor, dado pela fórmula [51]:

$$\beta = \frac{k}{1.5 \cdot \mu \cdot \alpha^2} \cdot \left[\sqrt{\left(\frac{2.25 \cdot \mu \cdot \alpha^2}{k} + 1 \right)} - 1 \right] \quad (37)$$

• 7* - Esquema 15:

- β - Fator geométrico assumido pelo autor, dado pela fórmula [51]:

$$\beta = \frac{k}{2 \cdot \mu \cdot \alpha^2} \cdot \left[\sqrt{\left(\frac{3 \cdot \mu \cdot \alpha^2}{k} + 1 \right)} - 1 \right] \quad (38)$$

• 8* - Esquema 16:

- k - Fator geométrico, dado

$$k = \frac{2 \cdot H}{3 \cdot L_r} \quad \text{pela fórmula [2]:} \quad (39)$$

- L_r - Comprimento reduzido do painel alvenaria [m], dado pela fórmula [41]:

$$L_r = \frac{2 \cdot L}{\sqrt{2} + \sqrt{2}}$$

- h - Fator geométrico, dado pela fórmula [2]:

$$h = \frac{H}{k + \sqrt{k^2 + 1}} \quad (40)$$

- l_2 - Afastamento das linhas de rotura face ao apoio [m], dado pela fórmula [41]:

$$l_2 = l_3 = h\sqrt{2} \quad (41)$$

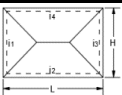
• 9* - Esquema 17:

- h - Fator geométrico, dado pela fórmula [41]:

$$h = \frac{H}{k + \sqrt{k^2 + \frac{L_r \cdot k}{2 \cdot H} + 1}} \quad (42)$$

ANEXO B

Tabela 19 – Análise de sensibilidade relativa ao esquema 1.

Resultados Segundo os Parâmetros Seleccionados										
		Cenário Nominal_Esquema 1								
		Acréscimo Nominal				Carga		Desvio da resistência		
2,03 kN/m2										
		0,0%						$e_{Inferior}$	$e_{Médio}$	$e_{Superior}$
Geometria	$H_{Médio}$	Inferior	2,84	m	2,21	kN/m2	-41%	9%	134%	
		Superior	3,34	m	1,88	kN/m2	-50%	-7%	100%	
	$L_{Médio}$	Inferior	3,44	m	2,66	kN/m2	-29%	31%	183%	
		Superior	4,77	m	1,88	kN/m2	-50%	-7%	99%	
	$e_{Médio}$	Inferior	0,11	m	1,09	kN/m2	-46%	0%	115%	
		Superior	0,22	m	4,36	kN/m2				
Resistência Alvenaria	f^{\perp}	Inferior	0,376	N/mm2	1,67	kN/m2	-56%	-18%	77%	
		Superior	0,626	N/mm2	2,39	kN/m2	-37%	18%	153%	
	f^{\parallel}	Inferior	0,109	N/mm2	1,88	kN/m2	-50%	-7%	99%	
		Superior	0,181	N/mm2	2,18	kN/m2	-42%	7%	131%	
		Cenários		Mais Desfavorável	0,70	kN/m2	-65%			
				Mais Favorável	7,69	kN/m2	279%			

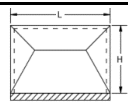
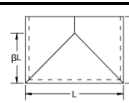
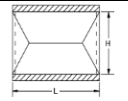
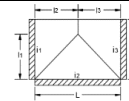
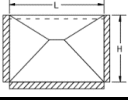
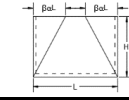
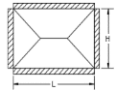
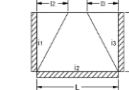
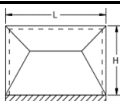
Resultados para Diferentes Esquemas Estruturais - Parâmetros Nominais									
3		Carga [kN/m2]		10		Carga [kN/m2]			
		$q = 1,96$				$q = 1,95$			
		Desvio %	-3%			Desvio %	-4%		
5		Carga [kN/m2]		13		Carga [kN/m2]			
		$q = 3,25$				$q = 3,43$			
		Desvio %	60%			Desvio %	69%		
7		Carga [kN/m2]		14		Carga [kN/m2]			
		$q = 3,42$				$q = 2,25$			
		Desvio %	68%			Desvio %	11%		
9		Carga [kN/m2]		17		Carga [kN/m2]			
		$q = 4,06$				$q = 3,49$			
		Desvio %	100%			Desvio %	72%		

Tabela 20 – Análise de sensibilidade relativa ao esquema 3.

Resultados Segundo os Parâmetros Seleccionados										
		Cenário Nominal_ Esquema 3								
		Acréscimo Nominal				Carga		Desvio da resistência		
		0,0%				1,96 kN/m2		$e_{Inferior}$	$e_{Médio}$	$e_{Superior}$
Geometria	$H_{Médio}$	Inferior	2,84	m	2,17	kN/m2	-40%	11%	138%	
		Superior	3,34	m	1,79	kN/m2	-51%	-9%	96%	
	$L_{Médio}$	Inferior	3,44	m	2,42	kN/m2	-33%	24%	166%	
		Superior	4,77	m	1,84	kN/m2	-49%	-6%	103%	
	$e_{Médio}$	Inferior	0,11	m	1,05	kN/m2	-46%	0%	115%	
		Superior	0,22	m	4,21	kN/m2				
Resistência Alvenaria	f^{\perp}	Inferior	0,376	N/mm2	1,67	kN/m2	-54%	-15%	84%	
		Superior	0,626	N/mm2	2,24	kN/m2	-38%	15%	147%	
	f^{\parallel}	Inferior	0,109	N/mm2	1,76	kN/m2	-52%	-10%	93%	
		Superior	0,181	N/mm2	2,16	kN/m2	-41%	10%	137%	
		Cenários	Mais Desfavorável		0,68	kN/m2	-65%			
			Mais Favorável		7,15	kN/m2	265%			

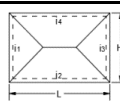
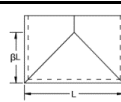
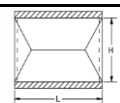
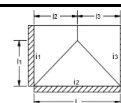
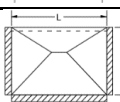
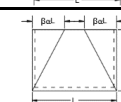
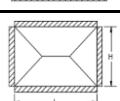
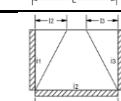
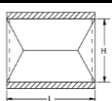
Resultados para Diferentes Esquemas Estruturais - Parâmetros Nominais													
1		Carga [kN/m2]			10		Carga [kN/m2]						
		$q=$ 2,03					$q=$ 1,95						
		Desvio % 4%					Desvio % 0%						
5		Carga [kN/m2]			13		Carga [kN/m2]						
		$q=$ 3,25					$q=$ 3,43						
		Desvio % 66%					Desvio % 75%						
7		Carga [kN/m2]			14		Carga [kN/m2]						
		$q=$ 3,42					$q=$ 2,25						
		Desvio % 74%					Desvio % 15%						
9		Carga [kN/m2]			17		Carga [kN/m2]						
		$q=$ 4,06					$q=$ 3,49						
		Desvio % 107%					Desvio % 78%						

Tabela 21 – Análise de sensibilidade relativa ao esquema 5.

Resultados Segundo os Parâmetros Seleccionados									
			Cenário Nominal_Esquema 5						
		Acréscimo Nominal			Carga		Desvio da resistência		
		0,0%			3,25	kN/m2	<i>e</i> Inferior	<i>e</i> Médio	<i>e</i> Superior
Geometria	<i>H</i> Médio	Inferior	2,84	m	3,59	kN/m2	-41%	10%	137%
		Superior	3,34	m	2,98	kN/m2	-51%	-8%	97%
	<i>L</i> Médio	Inferior	3,44	m	4,06	kN/m2	-33%	25%	168%
		Superior	4,77	m	3,06	kN/m2	-49%	-6%	102%
	<i>e</i> Médio	Inferior	0,11	m	1,75	kN/m2	-46%	0%	115%
		Superior	0,22	m	7,00	kN/m2			
Resistência Alvenaria	<i>f</i> ⊥	Inferior	0,376	N/mm2	2,70	kN/m2	-55%	-17%	79%
		Superior	0,626	N/mm2	3,80	kN/m2	-37%	17%	151%
	<i>f</i>	Inferior	0,109	N/mm2	2,99	kN/m2	-51%	-8%	98%
		Superior	0,181	N/mm2	3,52	kN/m2	-42%	8%	133%
		Cenários	Mais Desfavorável		1,13	kN/m2	-65%		
			Mais Favorável		11,94	kN/m2	267%		

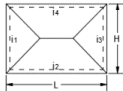
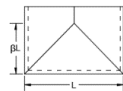
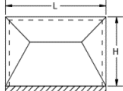
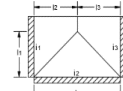
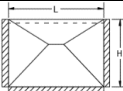
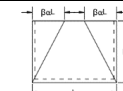
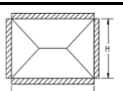
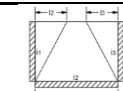
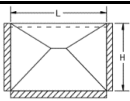
Resultados para Diferentes Esquemas Estruturais - Parâmetros Nominais									
1		Carga [kN/m2]		10		Carga [kN/m2]			
		<i>q</i> = 2,03				<i>q</i> = 1,95			
		Desvio % -38%				Desvio % -40%			
3		Carga [kN/m2]		13		Carga [kN/m2]			
		<i>q</i> = 1,96				<i>q</i> = 3,43			
		Desvio % -40%				Desvio % 5%			
7		Carga [kN/m2]		14		Carga [kN/m2]			
		<i>q</i> = 3,42				<i>q</i> = 2,25			
		Desvio % 5%				Desvio % -31%			
9		Carga [kN/m2]		17		Carga [kN/m2]			
		<i>q</i> = 4,06				<i>q</i> = 3,49			
		Desvio % 25%				Desvio % 7%			

Tabela 22 – Análise de sensibilidade relativa ao esquema 7.

Resultados Segundo os Parâmetros Seleccionados									
		Cenário Nominal_Esquema 7							
		<div>Acréscimo Nominal</div>	<div></div>		Carga		Desvio da resistência		
					3,42	kN/m2	$e_{Inferior}$	$e_{Médio}$	$e_{Superior}$
		0,0%							
Geometria	$H_{Médio}$	Inferior	2,84	m	3,68	kN/m2	-42%	8%	132%
		Superior	3,34	m	3,20	kN/m2	-50%	-6%	102%
	$L_{Médio}$	Inferior	3,44	m	4,67	kN/m2	-26%	37%	194%
		Superior	4,77	m	3,14	kN/m2	-51%	-8%	97%
	$e_{Médio}$	Inferior	0,11	m	1,84	kN/m2	-46%	0%	115%
		Superior	0,22	m	7,35	kN/m2			
Resistência Alvenaria	f^{\perp}	Inferior	0,376	N/mm2	2,80	kN/m2	-56%	-18%	76%
		Superior	0,626	N/mm2	4,03	kN/m2	-37%	18%	154%
	f^{\parallel}	Inferior	0,109	N/mm2	3,18	kN/m2	-50%	-7%	100%
		Superior	0,181	N/mm2	3,65	kN/m2	-42%	7%	130%
		Cenários	Mais Desfavorável		1,18	kN/m2	-65%		
			Mais Favorável		13,27	kN/m2	289%		

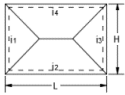
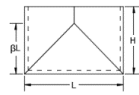
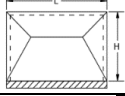
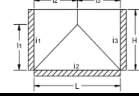
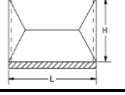
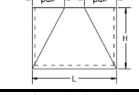
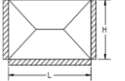
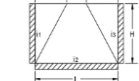
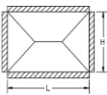
Resultados para Diferentes Esquemas Estruturais - Parâmetros Nominais									
1	<div></div>	Carga [kN/m2]			10	<div></div>	Carga [kN/m2]		
		$q=$ 2,03					$q=$ 1,95		
		Desvio % -41%					Desvio % -43%		
3	<div></div>	Carga [kN/m2]			13	<div></div>	Carga [kN/m2]		
		$q=$ 1,96					$q=$ 3,43		
		Desvio % -43%				Desvio % 0%			
5	<div></div>	Carga [kN/m2]			14	<div></div>	Carga [kN/m2]		
		$q=$ 3,25					$q=$ 2,25		
		Desvio % -5%				Desvio % -34%			
9	<div></div>	Carga [kN/m2]			17	<div></div>	Carga [kN/m2]		
		$q=$ 4,06					$q=$ 3,49		
		Desvio % 19%					Desvio % 2%		

Tabela 23 – Análise de sensibilidade relativa ao esquema 9.

Resultados Segundo os Parâmetros Seleccionados									
			Cenário Nominal_ Esquema 9						
		Acréscimo Nominal			Carga		Desvio da resistência		
		0,0%			4,06 kN/m2		$e_{Inferior}$	$e_{Médio}$	$e_{Superior}$
Geometria	$H_{Médio}$	Inferior	2,84	m	4,41	kN/m2	-41%	9%	134%
		Superior	3,34	m	3,77	kN/m2	-50%	-7%	100%
	$L_{Médio}$	Inferior	3,44	m	5,33	kN/m2	-29%	31%	183%
		Superior	4,77	m	3,76	kN/m2	-50%	-7%	99%
	$e_{Médio}$	Inferior	0,11	m	2,18	kN/m2	-46%	0%	115%
		Superior	0,22	m	8,73	kN/m2			
Resistência Alvenaria	f^{\perp}	Inferior	0,376	N/mm2	3,34	kN/m2	-56%	-18%	77%
		Superior	0,626	N/mm2	4,77	kN/m2	-37%	18%	153%
	f^{\parallel}	Inferior	0,109	N/mm2	3,76	kN/m2	-50%	-7%	99%
		Superior	0,181	N/mm2	4,35	kN/m2	-42%	7%	131%
	Cenários	Mais Desfavorável			1,40	kN/m2	-65%		
		Mais Favorável			15,38	kN/m2	279%		

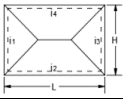
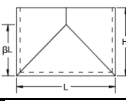
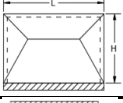
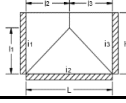
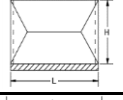
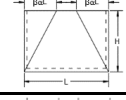
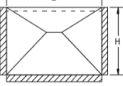
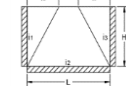
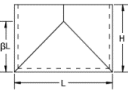
Resultados para Diferentes Esquemas Estruturais - Parâmetros Nominais									
1		Carga [kN/m2]		10		Carga [kN/m2]			
		$q=$	2,03			$q=$	1,95		
		Desvio %	-50%			Desvio %	-52%		
3		Carga [kN/m2]		13		Carga [kN/m2]			
		$q=$	1,96			$q=$	3,43		
		Desvio %	-52%			Desvio %	-16%		
5		Carga [kN/m2]		14		Carga [kN/m2]			
		$q=$	3,25			$q=$	2,25		
		Desvio %	-20%			Desvio %	-44%		
7		Carga [kN/m2]		17		Carga [kN/m2]			
		$q=$	3,42			$q=$	3,49		
		Desvio %	-16%			Desvio %	-14%		

Tabela 24 – Análise de sensibilidade relativa ao esquema 10.

Resultados Segundo os Parâmetros Seleccionados									
			Cenário Nominal_Esquema 10						
		Acréscimo Nominal			Carga		Desvio da resistência		
		0,0%			1,95	kN/m2	$e_{Inferior}$	$e_{Médio}$	$e_{Superior}$
Geometria	$H_{Médio}$	Inferior	2,84	m	2,27	kN/m2	-38%	16%	150%
		Superior	3,34	m	1,71	kN/m2	-53%	-13%	88%
	$L_{Médio}$	Inferior	3,44	m	2,08	kN/m2	-43%	6%	129%
		Superior	4,77	m	1,92	kN/m2	-47%	-2%	112%
	$e_{Médio}$	Inferior	0,11	m	1,05	kN/m2	-46%	0%	115%
		Superior	0,22	m	4,21	kN/m2			
Resistência Alvenaria	f^{\perp}	Inferior	0,376	N/mm2	1,52	kN/m2	-58%	-22%	67%
		Superior	0,626	N/mm2	2,39	kN/m2	-34%	22%	163%
	f^{\parallel}	Inferior	0,109	N/mm2	1,90	kN/m2	-48%	-3%	109%
		Superior	0,181	N/mm2	2,01	kN/m2	-45%	3%	121%
	Cenários		Mais Desfavorável		0,68	kN/m2	-65%		
			Mais Favorável		6,46	kN/m2	230%		

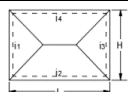
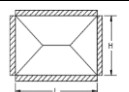
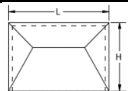
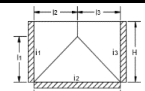
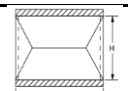
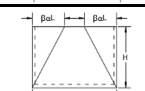
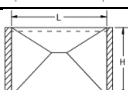
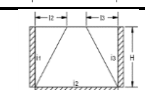
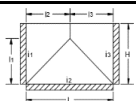
Resultados para Diferentes Esquemas Estruturais - Parâmetros Nominais									
1		Carga [kN/m2]		9		Carga [kN/m2]			
		$q = 2,03$				$q = 4,06$			
		Desvio % 4%				Desvio % 108%			
3		Carga [kN/m2]		13		Carga [kN/m2]			
		$q = 1,96$				$q = 3,43$			
		Desvio % 0%				Desvio % 75%			
5		Carga [kN/m2]		14		Carga [kN/m2]			
		$q = 3,25$				$q = 2,25$			
		Desvio % 66%				Desvio % 15%			
7		Carga [kN/m2]		17		Carga [kN/m2]			
		$q = 3,42$				$q = 3,49$			
		Desvio % 75%				Desvio % 78%			

Tabela 25 – Análise de sensibilidade relativa ao esquema 13.

Resultados Segundo os Parâmetros Seleccionados									
			Cenário Nominal_Esquema 13						
		Acréscimo Nominal			Carga		Desvio da resistência		
		0,0%			3,43 kN/m2		$e_{Inferior}$	$e_{Médio}$	$e_{Superior}$
Geometria	$H_{Médio}$	Inferior	2,84	m	3,66 kN/m2	-42%	7%	130%	
		Superior	3,34	m	3,23 kN/m2	-49%	-6%	103%	
	$L_{Médio}$	Inferior	3,44	m	4,73 kN/m2	-26%	38%	197%	
		Superior	4,77	m	3,12 kN/m2	-51%	-9%	96%	
	$e_{Médio}$	Inferior	0,11	m	1,84 kN/m2	-46%	0%	115%	
		Superior	0,22	m	7,37 kN/m2				
Resistência Alvenaria	f^{\perp}	Inferior	0,376	N/mm2	2,57 kN/m2	-60%	-25%	61%	
		Superior	0,626	N/mm2	4,28 kN/m2	-33%	25%	169%	
	f^{\parallel}	Inferior	0,109	N/mm2	3,43 kN/m2	-46%	0%	115%	
		Superior	0,181	N/mm2	3,43 kN/m2	-46%	0%	115%	
	Cenários	Mais Desfavorável			1,18 kN/m2	-65%			
		Mais Favorável			13,44 kN/m2	292%			

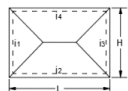
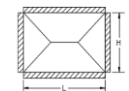
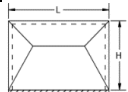
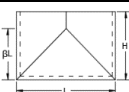
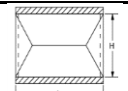
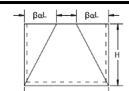
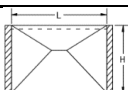
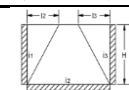
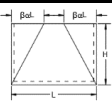
Resultados para Diferentes Esquemas Estruturais - Parâmetros Nominais									
1		Carga [kN/m2]		9		Carga [kN/m2]			
		$q =$	2,03			$q =$	4,06		
		Desvio %	-41%			Desvio %	18%		
3		Carga [kN/m2]		10		Carga [kN/m2]			
		$q =$	1,96			$q =$	1,95		
		Desvio %	-43%			Desvio %	-43%		
5		Carga [kN/m2]		14		Carga [kN/m2]			
		$q =$	3,25			$q =$	2,25		
		Desvio %	-5%			Desvio %	-34%		
7		Carga [kN/m2]		17		Carga [kN/m2]			
		$q =$	3,42			$q =$	3,49		
		Desvio %	0%			Desvio %	2%		

Tabela 26 – Análise de sensibilidade relativa ao esquema 14.

Resultados Segundo os Parâmetros Seleccionados									
			Cenário Nominal_Esquema 14						
		Acréscimo Nominal			Carga		Desvio da resistência		
		0,0%			2,25	kN/m2	$e_{Inferior}$	$e_{Médio}$	$e_{Superior}$
Geometria	$H_{Médio}$	Inferior	2,84	m	2,64	kN/m2	-37%	17%	152%
		Superior	3,34	m	1,95	kN/m2	-53%	-13%	86%
	$L_{Médio}$	Inferior	3,44	m	2,35	kN/m2	-44%	4%	124%
		Superior	4,77	m	2,23	kN/m2	-47%	-1%	113%
	$e_{Médio}$	Inferior	0,11	m	1,21	kN/m2	-46%	0%	115%
		Superior	0,22	m	4,85	kN/m2			
Resistência Alvenaria	f^{\perp}	Inferior	0,376	N/mm2	1,73	kN/m2	-59%	-23%	65%
		Superior	0,626	N/mm2	2,78	kN/m2	-34%	23%	165%
	f^{\parallel}	Inferior	0,109	N/mm2	2,22	kN/m2	-47%	-2%	112%
		Superior	0,181	N/mm2	2,29	kN/m2	-45%	2%	119%
	Cenários	Mais Desfavorável			0,78	kN/m2	-65%		
		Mais Favorável			7,34	kN/m2	226%		

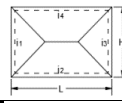
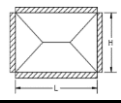
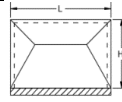
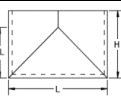
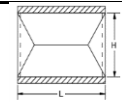
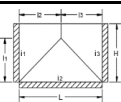
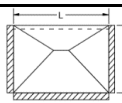
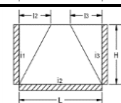
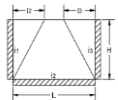
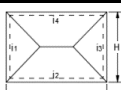
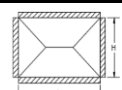
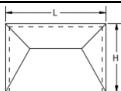
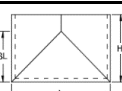
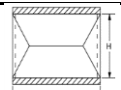
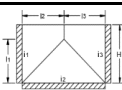
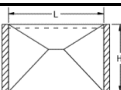
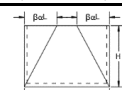
Resultados para Diferentes Esquemas Estruturais - Parâmetros Nominais									
1		Carga [kN/m2]			9		Carga [kN/m2]		
		$q=$	2,03				$q=$	4,06	
		Desvio %	-10%				Desvio %	80%	
3		Carga [kN/m2]			10		Carga [kN/m2]		
		$q=$	1,96				$q=$	1,95	
		Desvio %	-13%				Desvio %	-13%	
5		Carga [kN/m2]			13		Carga [kN/m2]		
		$q=$	3,25				$q=$	3,43	
		Desvio %	44%				Desvio %	52%	
7		Carga [kN/m2]			17		Carga [kN/m2]		
		$q=$	3,42				$q=$	3,49	
		Desvio %	52%				Desvio %	55%	

Tabela 27 – Análise de sensibilidade relativa ao esquema 17.

Resultados Segundo os Parâmetros Seleccionados									
		Cenário Nominal_Esquema 17							
		<div><div>Acréscimo Nominal</div><div>0,0%</div></div>			Carga		Desvio da resistência		
					3,49 kN/m2	$e_{Inferior}$	$e_{Médio}$	$e_{Superior}$	
Geometria	$H_{Médio}$	Inferior	2,84	m	3,70 kN/m2	-43%	6%	128%	
		Superior	3,34	m	3,32 kN/m2	-49%	-5%	105%	
	$L_{Médio}$	Inferior	3,44	m	4,94 kN/m2	-24%	42%	205%	
		Superior	4,77	m	3,15 kN/m2	-51%	-10%	95%	
	$e_{Médio}$	Inferior	0,11	m	1,88 kN/m2	-46%	0%	115%	
		Superior	0,22	m	7,50 kN/m2				
Resistência Alvenaria	f^{\perp}	Inferior	0,376	N/mm2	2,62 kN/m2	-60%	-25%	61%	
		Superior	0,626	N/mm2	4,36 kN/m2	-33%	25%	169%	
	f^{\parallel}	Inferior	0,109	N/mm2	3,49 kN/m2	-46%	0%	115%	
		Superior	0,181	N/mm2	3,49 kN/m2	-46%	0%	115%	
		Cenários	Mais Desfavorável		1,21 kN/m2	-65%			
			Mais Favorável		13,92 kN/m2	299%			

Resultados para Diferentes Esquemas Estruturais - Parâmetros Nominais									
1		Carga [kN/m2]		9		Carga [kN/m2]			
		$q=$ 2,03				$q=$ 4,06			
		Desvio % -42%				Desvio % 16%			
3		Carga [kN/m2]		10		Carga [kN/m2]			
		$q=$ 1,96				$q=$ 1,95			
		Desvio % -44%				Desvio % -44%			
5		Carga [kN/m2]		13		Carga [kN/m2]			
		$q=$ 3,25				$q=$ 3,43			
		Desvio % -7%				Desvio % -2%			
7		Carga [kN/m2]		14		Carga [kN/m2]			
		$q=$ 3,42				$q=$ 2,25			
		Desvio % -2%				Desvio % -35%			